



Aalto-yliopisto  
Insinöörیتieteiden  
korkeakoulu

Elias Klasila

## Betonielementtirunkoisen toimistorakennuksen nurkan jatkuvan sortuman hallinta

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 23.05.2016

Valvoja: Professori Jari Puttonen

Ohjaaja: DI Juha Valjus, Sweco Rakennetekniikka Oy

---

**Tekijä** Elias Klasila

---

**Työn nimi** Betonielementtirunkoisen toimistorakennuksen nurkan jatkuvan sortuman hallinta

---

**Koulutusohjelma** Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka

---

**Pää-/sivuaine** Rakennetekniikka

**Koodi** R3001

---

**Työn valvoja** Professori Jari Puttonen

---

**Työn ohjaaja(t)** DI Juha Valjus, Sweco Rakennetekniikka Oy

---

**Päivämäärä** 23.05.2016

**Sivumäärä** 78 + 53

**Kieli** Suomi

---

## Tiivistelmä

Tässä työssä tutkittiin betonielementtirunkoisen toimistorakennuksen nurkan jatkuvaa sortumaa. Rakenteen murtuessa sen kantamat kuormat siirtyvät muiden rakenteiden kannateltaviksi. Jos rakenteet murtuvat edelleen, muodostuu niin sanottu jatkuva sortuma. Viime vuosikymmenten aikana tietotaidon ja tekniikan kehittyminen on johtanut siihen, että rakennus saadaan helpommin suunniteltua hyväksyttäviin riskirajoihin, eikä rakenteilla ja niiden välisillä liitoksilla ole samalla tavalla ylimääräistä varmuutta ja sitkeyttä kuin aikaisemmin. Vaikka jatkuva sortuma ilmiönä on melko epätodennäköinen, voivat sen aiheuttamat seuraukset olla hyvin vakavia, joten suunnittelumenetelmien, etenkin vaativien seuraamusluokkien rakennuksissa, on kehityttävä edelleen.

Jatkuvaa sortumaa hallitaan tutkimalla rakennukseen kohdistuvat uhat ja vaurioiden seuraukset sekä se, miten niitä voidaan pienentää. Rakenteilta ja niiden välisiltä liitoksilta vaaditaan sitkeyttä, jotta putoavien rakenneosien liike-energia saadaan vaimennettua. Betonielementtirunkoisissa rakennuksissa jatkuvan sortuman hallintaa vaikeuttaa se, että betonielementit tehdään tehtailla valmiiksi ja runkoa halutaan nostaa nopealla tahdilla, joten elementit halutaan liittää työmaalla toisiinsa mahdollisimman pienellä työmäärällä. Sitkeyttä rakenneosien välille muodostetaan sidejärjestelmällä eli betonielementtien välisiin saumoihin asennettavalla raudoituksella, joka sitoo rakenteet toisiinsa. Rakennusten nurkassa sidejärjestelmä ei voi toimia vedettynä köysirakenteena, vaan jäljelle jäävien rakenteiden tulisi pystyä toimimaan ulokkeina, jotka kantavat poistuvan pilarin kuormat. Siksi nurkan kohdalla jatkuvan sortuman hallinta on erityisen haasteellista.

Työssä analysoitiin jatkuvaa sortumaa CC3-seuraamusluokkaan kuuluvan pilari-palkkirunkoisen betonielementtirakennuksen nurkan kohdalla. Analysointi suoritettiin RFEM-ohjelmalla Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeiden mukaisesti dynaamisena analyysinä. Analyysissa poistettava pilari korvattiin pilarin staattisen analyysin tukireaktiota vastaavalla voimalla, joka poistettiin tietyn ajan kuluessa. Analysoinnin tulosten perusteella on selvää, että Eurokoodien mukaisella sidejärjestelmällä saavutettava kapasiteetti ei riitä nurkkapilarin poistumisesta aiheutuvien rasiusten hallintaan. Mikäli pilarin poistumisen seuraukset halutaan hallita, tulee nurkan rakenneratkaisujen poiketa muualla rakennuksessa käytettävistä rakenneratkaisuista. Myös reunimmaisten pilarilinjojen välistä etäisyyttä olisi syytä rajoittaa, jottei rakenteiden koko määräytyisi onnettomuustilanteiden rasiusten johdosta.

---

**Avainsanat** jatkuva sortuma, betonielementti, vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

---



---

**Author** Elias Klasila

---

**Title of thesis** Managing the progressive collapse of a corner of an office building built from precast concrete elements

---

**Degree programme** Structural engineering and building technology

---

**Major/minor** Structural engineering

**Code** R3001

---

**Thesis supervisor** Professor Jari Puttonen

---

**Thesis advisor(s)** DI Juha Valjus, Sweco Rakennetekniikka Oy

---

**Date** 23.05.2016

**Number of pages** 78+53

**Language** Finnish

---

### **Abstract**

In this thesis a progressive collapse around the corner of a precast concrete office building was studied. As a structure collapses the load it carries is transferred to other structures, if those structures collapse as well, a progressive collapse is formed. During the last few decades, the increase of knowledge and development of technology has enabled that the building is easier to design within the acceptable risk limits. Therefore there is less extra certainty and robustness in the structures and the connections between them than there used to be. Although the progressive collapse as a phenomenon is quite unlikely, the consequences of the collapse may be very severe so the design processes has to evolve continuously. In particular, with buildings belonging to the highest consequence classes.

The progressive collapse is managed by examining the threats to the building and the consequence of damage while considering how to reduce both of them. Robustness in structures and connections between them is needed so the kinetic energy of the falling structures can be absorbed. In regards to the design of precast concrete buildings the management of the progressive collapse is compounded by the fact that the concrete elements are made in the factory and the construction site wants to raise the body of the building quickly. Importance is placed on connecting the concrete elements to each other with minimum amount of work done. The robustness of the connections are increased with a tying system where precast concrete elements are tied to each other with reinforcement bars that are installed to the seams of the elements. It is not possible to form a pulled tie system into the corners of the buildings. Therefore the structures should be able to carry the load of the removed column as an overhang structure and that makes the management of the progressive collapse near building corners especially challenging.

In this thesis a progressive collapse of the corner of a column-beam-bodied precast concrete element building belonging to the consequence class CC3 was analyzed. The analysis was carried out with RFEM as a dynamic analysis in accordance with the United States Department of Defense's instructions. In the instructions the column to be removed was replaced with a force equal to the support reaction of the column in static analysis. The force was removed within a certain time range. Based on the results of the analysis it was clear that the tie force method presented in the Eurocodes is not enough to manage the stresses that occur when a column loses its load bearing capacity. If the consequences of a column removal needs to be managed the structures in the corner of the building have to differ from the structures used elsewhere. The distances between the outermost column lines should be limited in order to prevent the situation where the size of the structures would be determined by the stresses that occur only with accident situation.

---

**Keywords** progressive collapse, precast concrete element, alternative load path

---

## **Alkusanat**

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytteenä Aalto-yliopistolle rakennetekniikan diplomi-insinöörin tutkintoa varten. Työn toimeksiantajana sekä rahoittajana toimivat Sweco Rakennetekniikka Oy ja Rakennustuoteteollisuus RTT ry:n betonijaosto. Työn ohjaajana toimi DI Juha Valjus ja valvojana professori Jari Puttonen Aalto-yliopistosta, suuri kiitos molemmille työni ohjauksesta. Kiitos myös esimiehelleni DI Antti Vilénille, kollegalleni DI Eero Virtaselle sekä muille minua työssäni avustaneille.

Lisäksi haluan kiittää myös vaimoani Merjaa, lapsiani Annia ja Akselia sekä vanhempiani ja sisaruksiani tuesta ja kannustuksesta opintojeni aikana.

Espoossa 23.5.2016

Elias Klasila

# Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	1
Merkinnät	3
Lyhenteet	5
1 Johdanto	6
2 Jatkuva sortuma	9
2.1 Jatkuvan sortuman mallit	11
2.1.1 Pannukakkumalli	11
2.1.2 Vetoketjumalli	11
2.1.3 Dominomalli	11
2.1.4 Poikkileikkausmalli	12
2.1.5 Epästabiiliusmalli	12
2.2 Suunnittelumenetelmät jatkuvaa sortumaa vastaan	12
3 Sitkeys	14
3.1 Rakenteiden sitkeys	14
3.2 Plastinen nivel	15
3.3 Sitkeys teräsbetonirakenteissa	16
3.3.1 Taivutetun teräsbetonirakenteen muodonmuutoskyky	17
3.3.2 Plastisen nivelen kiertymiskyky	19
3.3.3 Plastisen nivelen pituus	20
3.3.4 Plastinen nivel normeissa ja ohjeissa	21
4 Betonielementtirakentaminen	26
4.1 Pilari-palkki-rungon rakenteet	26
4.2 Elementtirakenteiden liitokset	27
4.2.1 Elementtipalkkien liitokset pilareihin	27
4.2.2 Elementtilaattojen liitokset palkkiin	28
4.2.3 Liitosten taivutuskapasiteetti	28
5 Onnettomuusmitoitus eurokoodeissa	31
5.1 Ennakoitaviin onnettomuuskuormiin perustuvat toimintaperiaatteet	32
5.2 Paikallisen vaurion laajuuden rajoittamiseen perustuvat toimintaperiaatteet	33
5.3 Jatkuvan sortuman hallinta	34
5.4 Vaakasiteiden mitoitus	36
5.4.1 Rengas- ja sisäpuoliset siteet	36
5.4.2 Pystyrakenteiden ankkurointi välipohjaan	38
5.5 Pystysiteet	40
6 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti	41
6.1 DoD - Design of buildings to resist progressive collapse	43
6.1.1 Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointi	44
6.1.2 Ohjeet teräsbetonirakennuksille analysoinnissa	46
6.2 GSA - Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance	49
6.2.1 Analysointimenetelmät vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostumiseen	49
6.2.2 Vaatimukset redundanssille	49
6.2.3 Ohjeistukset teräsbetonirakennuksille	50

6.3	NIST - Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings .....	50
6.3.1	Analysointimenetelmät vaihtoehtoisille kuormansiirtoreiteille .....	51
6.3.2	Ohjeet teräsbetonirakennuksille .....	52
7	Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostaminen betonielementtirakennuksen nurkkaan .....	53
7.1	Rakennemalli .....	54
7.2	Esimerkkikohteen alkuperäinen rakenne .....	57
7.2.1	Alkuperäisen rakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 8,1 metriä .....	58
7.2.2	Rakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 5,4 metriä .....	59
7.3	Gerber-liitos palkeilla .....	60
7.3.1	Gerber-palkkirakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 8,1 metriä .....	60
7.3.2	Gerber-palkkirakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 5,4 metriä .....	61
7.3.3	Pilarijako 7,2 metriä .....	64
7.4	Yksiaukkoiset palkit sekä monikerrospilarit .....	66
7.4.1	Rakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 5,4 metriä .....	67
7.4.2	Pilarijako 7,2 metriä .....	68
8	Johtopäätökset ja yhteenveto .....	70
	Lähdeluettelo .....	74
	Liitteet	

## Merkinnät

$A_d$		onnettomuuskuorma
$A_{Ed}$		maanjäristyskuorman mitoitusarvo
$A_{Ek}$		maanjäristyskuorman ominaisarvo
$A_g$	[mm <sup>2</sup> ]	poikkileikkauksen pinta-ala
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	raudoitusala
$D$		tason ja julkisivun pysyvät kuormat
$E_{cm}$	[MPa]	betonin kimmokerroin
$F_c$	[kN]	betonin puristuskapasiteetti
$F_s$	[kN]	betoniterästen vetokapasiteetti
$F_{tie}$	[kN]	sideterästen vetovoima
$G_f^c$		betonin murtumisenergia puristuksessa
$G_{kj,inf}$		edulliset pysyvät kuormat
$G_{kj,sup}$		epäedulliset pysyvät kuormat
$L$	[m]	rakenneosan pituus tai tason hyötykuorma
$L_{pl}$	[m]	kriittisen poikkileikkauksen etäisyys momentin nollakohdasta
$M_{cr}$	[kNm]	rakenteen halkeilukestävyys taivutukselle
$M_{Sd}$	[kNm]	taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_y$	[kNm]	rakenteen myötökestävyys taivutukselle
$M_{pl,R}$	[kNm]	rakenteen murtokestävyys taivutukselle
$N$		rakennuksen kerrosten lukumäärä
$P$	[kN]	Aksiaalinen kuormitus
$Q_y$		rakenteen myötöraja
$S$		rakennuksen lumikuorma
$T$	[kN]	sidevoima
$V$	[kN]	leikkausvoiman määrä
$V_{Sd}$	[kN]	leikkausvoiman mitoitusarvo
$W$	[m <sup>3</sup> ]	rakenteen taivutusvastus
$b$ tai $b_w$	[mm]	poikkileikkauksen leveys
$d$	[m]	vetoterästen painopisteen etäisyys puristetusta pinnasta
$d_{bl}$	[mm]	pääteräksen halkaisija
$d_c$	[m]	puristusterästen painopisteen etäisyys puristetusta pinnasta
$f_{ck}$ $f'_c$	[MPa]	betonin puristuslujuus
$f_{cd}$	[MPa]	betonin mitoituspuristuslujuus
$f_y$	[MPa]	myötöjännitys
$f_{yk}$	[MPa]	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{yd}$	[MPa]	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{0,2k}$	[MPa]	betoniteräksen 0,2-ajan ominaisarvo
$f_t$	[MPa]	betoniteräksen vetolujuus
$g_k$		pysyvän kuorman ominaisarvo
$h$	[m]	poikkileikkauksen kuormituksen suuntainen sivumitta tai kerroskorkeus
$k$		kerroin
$k_x$		betonin puristetun osan suhteellinen korkeus
$l_{pl}$	[m]	plastisen nivelen pituus
$m_{LIF}$		kerroin, jolla kuvataan rakenneosan sitkeyttä
$n_s$		kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa
$p_{Rd}$		rakenteen rajakuorma

$q_k$		muuttuvan kuorman ominaisarvo
$s$	[m]	sidevoiman kertymäleveys
$x$	[mm]	betonin puristetun alueen korkeus
$x_u$	[mm]	neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
$z$	[m]	arvio poistettavan rakenteen korvaavan köysirakenteen jännevälin puolikkaasta
$\alpha_e$		raudoituksen kimmokertoimen suhde betonin kimmokertoimeen
$\beta$		puristetun osan suhteellinen korkeus
$\gamma_1$		maanjäristyskuorman merkityskerroin
$\delta$	[mm]	taipuma
$\varepsilon_{20}$		puristuma, jolloin puristusjännitys on 20 % betonin lujuudesta puristuslujuuden maksimiarvon jälkeen
$\varepsilon_c$		betonin puristuma
$\varepsilon_{cu}$		betonin murtopuristuma
$\varepsilon_u$		betoniterästen suurinta voimaa vastaava venymä
$\varepsilon_{uk}$		betoniteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo
$\varepsilon_y$		terästen myötövenymä
$\theta_{pl}$	[rad]	plastisen nivelen kiertymiskyky
$\theta_{pl,d}$	[rad]	sallitun kulmanmuutoksen perusarvo
$\theta_s$	[rad]	kulmanmuutos
$\kappa_{pl}$	[rad / m]	murtotilaa vastaava kaarevuus
$\kappa_y$	[rad / m]	myötötilaa vastaava kaarevuus
$\lambda$		poikkileikkauksen puristetun osan korkeutta vastaavan plastisen puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus, yleensä 0,8 tai leikkaushoikkuus
$\rho$		vetoraudoituksen pinta-alan suhde poikkileikkauksen pinta-alaan
$\rho_{bal}$		tasapainoitettu vetoraudoituksen lujuuden suhde poikkileikkauksen lujuuteen
$\rho_c$ tai $\rho'$		puristusraudoituksen pinta-alan suhde poikkileikkauksen pinta-alaan
$\phi$		lujuuden pienennyskerroin
$\psi_i$		muuttuvan kuorman yhdistelykerroin
$\Omega$		kuormituskerroin



## Lyhenteet

ASCE	American Society of Civil Engineers
CC	Seuraamusluokka (Consequence class)
CP	Sortuman estäminen (Collapse Prevention)
DoD	Yhdysvaltojen puolustusministeriö (Department of Defense)
FEM	Elementtimenetelmä (Finite element method)
FSL	Rakennuksen turvallisuusluokka (Facility Security Level)
GSA	Yhdysvaltojen yleisten palvelujen virasto (General Services Administration)
IO	Välitön käyttöönotto (Immediate Occupancy)
LS	Ihmishenkien turvallisuus (Life Safety)
NIST	Kansallinen standardi- ja teknologiainstituutti (National Institute of Standards and Technology)
RTT	Rakennustuoteteollisuus
WTC	World Trade Center

# 1 Johdanto

Tässä työssä tutkitaan jatkuvaa sortumaa betonielementtirunkoisten rakennusten nurkkien kohdalla. Tavoitteena on kehittää suunnittelumenetelmiä sekä löytää rakennusten nurkkiin suositeltavia rakenteita ja jännevälejä, joilla liitoksiin syntyvät voimat jäisivät riittävän pieniksi, jotta ne saataisiin järkevästi hallittua kun nurkkapilarin oletetaan murtuvan.

Jatkuva sortuma syntyy yksittäisen rakenneosan vaurioitumisesta ja etenee ketjureaktiona niin, että koko rakennus tai merkittävä osa siitä sortuu. Paikallinen vaurio voi olla esimerkiksi rakenteellisen tuen pettäminen, jonka takia jokin rakenneosa pääsee putoamaan ja iskeytyy alempaan rakenteeseen, joka murtuu kestävästä iskun dynaamisia rasituksia. Sama reaktio toistuu alemmissa kerroksissa. Jatkuva sortuma on harvinainen ilmiö; tapahtuakseen se vaatii joko epänormaalin kuormituksen, jota ei ole huomioitu suunnittelussa tai virheen aiheuttaman paikallisen vaurion sekä puutteita rakenteiden jatkuvuudessa, sitkeydessä tai kuormien uudelleen jakautumisessa. Sortuman tapahtuessa menehtettyjen ihmishenkien määrä voi kuitenkin olla merkittävä. Yksi vakavimmista jatkuvista sortumista WTC-tornien sortuman lisäksi oli Yhdysvaltojen liittovaltion Alfred P. Murrah -rakennuksen sortuma pommi-iskun seurauksena vuonna 1995. Pommin räjähtäminen itsessään tuhosi rakennuksesta n. 540 m<sup>2</sup> lattiapinta-alaa, ja tästä johtunut jatkuva sortuma tuhosi 4 850 m<sup>2</sup> lisää. On arvioitu, että kaikista 168 kuolleesta jopa neljä viidestä menehtyi rakennuksessa edenneen sortuman seurauksena. Rakennus oli suunniteltu ja rakennettu 1970-luvun alussa voimassaolevien standardien ja ohjeiden mukaisesti, jolloin ei kuitenkaan vaadittu räjähdysten, maanjäristysten tai muiden epänormaalien kuormitusten huomioimista. Sortumaa tutkineen tutkimusryhmän raportissa todetaan, että mikäli rakenteet olisi suunniteltu sitkeämmiksi myöhäisempien vaatimusten mukaisesti, skenaarioista riippuen vauriot olisivat voineet olla 50-85 % pienemmät. [1, s.3; 2, s. 2; 3, s. 31; 4, s. 4-4; 5, s. 45; 6, s. 4-2.]

Jatkuvan sortuman todennäköisyys on hieman noussut viime vuosikymmenten aikana. Aikaisemmin rakenteet, jotka suunniteltiin kantamaan etukäteen määritellyt kuormat, kantoivat myös tunnistamattomia kuormia, sillä perinteisesti suunnitelluissa rakenteissa ja niiden välisissä liitoksissa oli luonnollista lujuutta sekä jatkuvuutta. Rakennusmateriaalien käytön tehostuminen, rakennusten runkojärjestelmien kehittyminen - esimerkiksi pidemmät jännevälit sekä elementtitekniikka - ja analysointimenetelmien tarkentuminen on johtanut tehokkaampaan suunnitteluun ja toteutukseen, minkä takia rakenteissa on vähemmän ”ylimääräistä” varmuutta ja sitkeyttä kuin aikaisemmin. Jatkuvaan sortumaan ja sen eri ilmiöihin on alettu kiinnittää huomiota vasta vakavien onnettomuuksien tapahduttua; ensimmäiset ohjeistukset jatkuvaa sortumaa vastaan annettiin pian Ronan Pointin sortuman jälkeen. Ronan Point oli 22-kerroksinen asuinrakennus Lontoossa, jonka 18. kerroksen nurkan betoniset seinäelementit pettivät kaasuräjähdyksen seurauksena vuonna 1968. Nurkan seinäelementtien pettämisen jälkeen ylempien kerrosten lattiat sortuivat rakennuksen nurkassa ja sortuessaan aiheuttivat myös alempien kerrosten nurkkien sortuman. Ronan Pointin sortuman jälkeen standardeihin lisättiin vaatimuksia esimerkiksi kuormien vaihtoehtoisista siirtymisreiteistä kantavien pystyrakenteiden vaurioituessa ja rakenteiden jäykkyydestä ja jatkuvuudesta, jotta kantavien rakenteiden vaurioituessa rakennus säilyttäisi stabiilitettinsä. Standardeihin määriteltiin myös staattinen paine 34 kN/m<sup>2</sup> avainasemassa olevalle rakenneosalle sekä vähimmäissidevoimat rakenneosien välille. Paine kuorma, joka saatiin tutkimalla Ronan Pointissa tapahtuneen räjähdysten aiheuttamaa painekuormaa ja sidejärjestelmät ovat edelleen käytössä useiden maiden

standardeissa ja normeissa. Terroristi-iskut, esimerkiksi iskut Alfred p. Murrah –rakenukseen sekä WTC-torneihin vuonna 2001 ovat saaneet viranomaiset haluamaan rakennuksista turvallisempia ja vahvempia terrori-iskuja vastaan; erityistä huomiota on kiinnitetty siihen, miten jäljelle jäänyt rakenne kykenee kantamaan kuormat kun kantava pystyrakenne ajatellaan kokonaan poistetuksi. Lisäksi esimerkiksi iskut WTC-torneihin toivat Yhdysvaltojen standardeihin parannuksia korkeiden rakennusten turvallisuuteen palotilanteessa. [7, s. 2; 3, s. 91-92; 8, s. 11; 9]

Jatkuvan sortuman hallinnalla tarkoitetaan, että sen mahdollisuus on otettu huomioon suunnittelussa. Sortumaa hallitaan joko muodostamalla vaihtoehtoinen kuormansiirto-reitti, jolloin paikallinen vaurio ei pääse laajenemaan, rajoittamalla sortuma sallittujen rajojen sisälle tai pienentämällä paikallisen vaurion syntymisen todennäköisyyttä. Tärkeimmät suunnittelun tavoitteet ovat sekä pelastaa ihmishenkiä estämällä rakennuksen laaja sortuma että mahdollistaa rakennuksen evakuointityöt onnettomuustilanteessa. [1, s.3; 2, s. 2; 3, s. 31]

Betonelementtirunkoisissa rakennuksissa jatkuvan sortumisen hallitseminen on hankalaa, sillä elementtien liitosten ja rakenteiden jatkuvuus on vaikeampaa saavuttaa verrattuna paikallavalettuihin rakenteisiin, joissa jatkuvuus saadaan helposti suunniteltua ja toteutettua. Tutkimusten puute alalla sekä haasteet monimutkaisten rakenteellisten analyysien suorittamiseen taloudellisesti, ajallisesti ja tarkkuudellisesti hyväksyttävällä tasolla ovat johtaneet laajapiirteisiin ja tulkinnanvaraisiin suunnitteluohjeisiin. Esimerkiksi Eurokoodeissa esitetään vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostaminen yhtenä menetelmänä jatkuvan sortuman hallintaan, mutta sen analysointiin ei anneta lainkaan ohjeita.

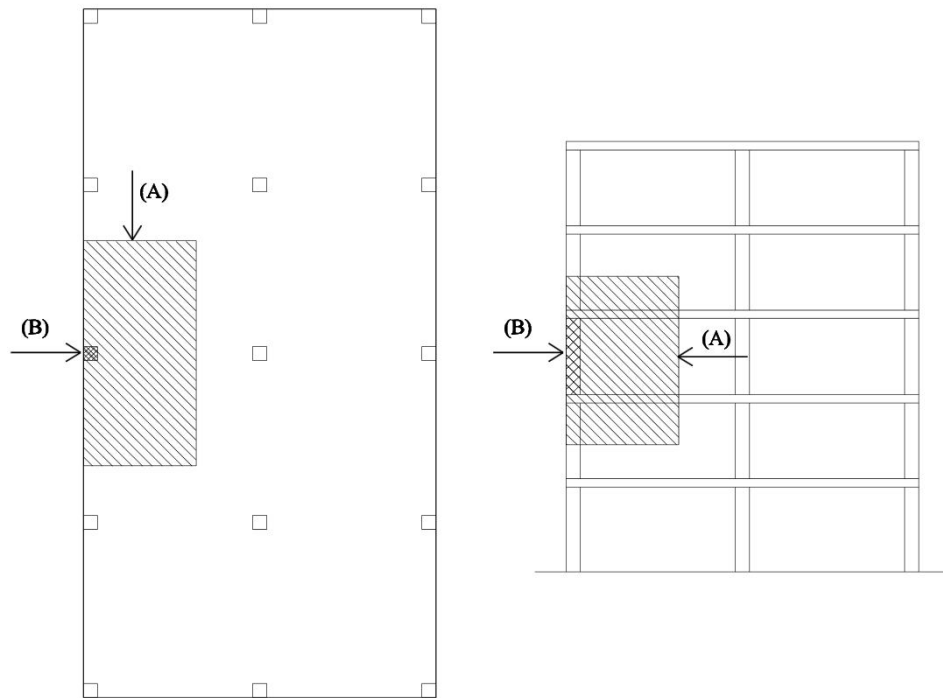
Eurokoodissa esitetään jatkuvan sortuman hallintaan sidejärjestelmän käyttöä, mutta ohjeen kaavoilla saatavat vaatimukset siteiden kapasiteeteille eivät ole riittäviä eikä esimerkiksi CC3b-luokan rakennuksen suunnittelussa riitä pelkkä sidejärjestelmien käyttäminen. Sidejärjestelmien lisäksi on myös tutkittava, ettei paikallinen vaurio laajene yli hyväksytyjen rajojen, kun rakennuksesta ajatellaan poistettavaksi mikä tahansa pilari, sitä tukeva palkki tai kantavan seinän lohko. Viimeistelyvaiheessa olevan Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaan pilarin tai seinälohkojen poistamisesta johtuvan sortumavaurion ylittäessä hyväksytyt tai muuten määritellyt rajat voidaan rakenneosana joko suunnitella avainasemassa olevana rakenneosana siten, että ”rakennuksen vaurionsietokyky oleellisesti kasvaa” tai ylivoimaisesti normaalisti vallitsevassa tilanteessa. Ylivoimaisuus avainasemassa olevalle rakenneosalle tehdään kertomalla tarkasteltavan rakenneosan normaalivoiman mitoitusarvo luvulla 2,0. Ohjeistus avainasemassa olevasta rakenneosasta on hieman vaillinainen, sillä sitä ei voida perustella todellisilla ilmiöillä eikä teoriaa ohjeistuksen takana ole. Tämä on kuitenkin ainoa tapa hallita jatkuva sortuma nurkkien kohdalla; pienentää jatkuvan sortuman todennäköisyyttä pienentämällä paikallisen vaurion todennäköisyyttä. [10 s. 56; 11 s. 2, 5, 10; 3 s. 30]

Työssä rajoitetaan tutkimaan betonelementtirunkoisen, CC3-seuraamusluokkaan kuuluvan monikerroksisen toimistorakennuksen nurkkaa tapauksessa, joissa nurkkapilari ajatellaan poistettavaksi. Betonelementtirunkoinen rakennus koostuu kellarista, viidestä toimistokerroksesta sekä IV-konehuonekerroksesta, mutta sitä on muokattu rakennemalliin, jotta rakennus täyttäisi CC3-seuraamusluokan vaatimukset. Rakennemallissa rakennusta tutkitaan yhdeksänkerroksisena, jonka lisäksi esimerkiksi jäykistävien porras- ja hissikuilujen muotoa on yksinkertaistettu ja alkuperäisessä rakennuksessa olleet betoniset ulkoseinäelementit on jätetty analyysistä pois. Analyysit suoritetaan sekä kirjallisuustutkimus-

man että FEM-analyysin avulla ja saatuja tuloksia verrataan esimerkkikohteen rakenteiden kestävyyskykyyn. Mikäli rakenteet eivät kestä, tutkitaan, millä tavalla rakennusratkaisulla pilarin poistumisesta aiheutuvat rasitukset voidaan hallita. Nurkkakohdat ovat jatkuvan sortuman kannalta haastavia, sillä normaalisti hyödynnettäviä vedettyjä köysirakenteita ei nurkassa pääse syntymään, vaan onnettomuustilanteen kuormitukset on kannatettava ulokkeina toimivien palkkien tai ripustusjärjestelmien avulla. Jatkuva sortuma tutkittaessa rakenteiden ei tarvitse toimia kimmoisella alueella, vaan suuret muodonmuutokset ovat sallittuja, sillä päämääränä on ihmishenkien pelastaminen. Suurten muodonmuutosten sallimisen takia rakenteisiin sallitaan muodostuvan plastisia niveliä, joiden muodonmuutoskyvyn avulla saadaan kantavan pystyrakenteen vaurioituessa vapautuva energia absorboitua.

## 2 Jatkuva sortuma

Jatkuvalla sortumalla tarkoitetaan rakenteen paikallisen vaurion laajenemista, joka voi johtaa koko rakennuksen sortumiseen. Paikallinen vaurio on yksittäisen rakenneosan vaurioitumisesta aiheutuva alkusortuma, jonka aiheuttaa ilmiö, jota esimerkiksi ei ole huomioitu suunnittelussa tai sen esiintyminen on arvioitu erittäin epätodennäköiseksi, esimerkiksi törmäyskuorma tai suunnitteluvirhe. Vaurion seurauksena pystykuormat siirtyvät jäljelle jääneiden rakenteiden kannateltavaksi. Rakenteiden kestäessä epänormaali kuormitustapaukset sortuman ja vaurioiden eteneminen saadaan estettyä. Jos myöskään jäljelle jääneillä rakenteilla ei ole kapasiteettia näitä kuormituksia vastaan, rakenteet murtuvat edelleen ja sortuma pääsee etenemään. Rakenteiden ja liitosten suunnittelussa rakennus tulee mitoittaa kestäämään onnettomuustilanteessa syntyviä paikallisia vaurioita siten, ettei koko rakennus tai sen merkittävä osa pääse sortumaan. Paikallisen vaurion laajuus monikerroksisissa rakennuksissa on joko 15 % kyseessä olevan kerroksen lattiapinta-alasta tai  $100 \text{ m}^2 / \text{kr}$  riippuen siitä, kumpi on pienempi. Vaurio voi tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. Kuvassa 1 on hahmotettu hyväksyttävän vaurion laajuus monikerroksisissa rakennuksissa. [10 s. 52; 11 s.2-3; 1 s. 3; 12 s. 7]



a) Tasopiirros

b) Poikkileikkaus

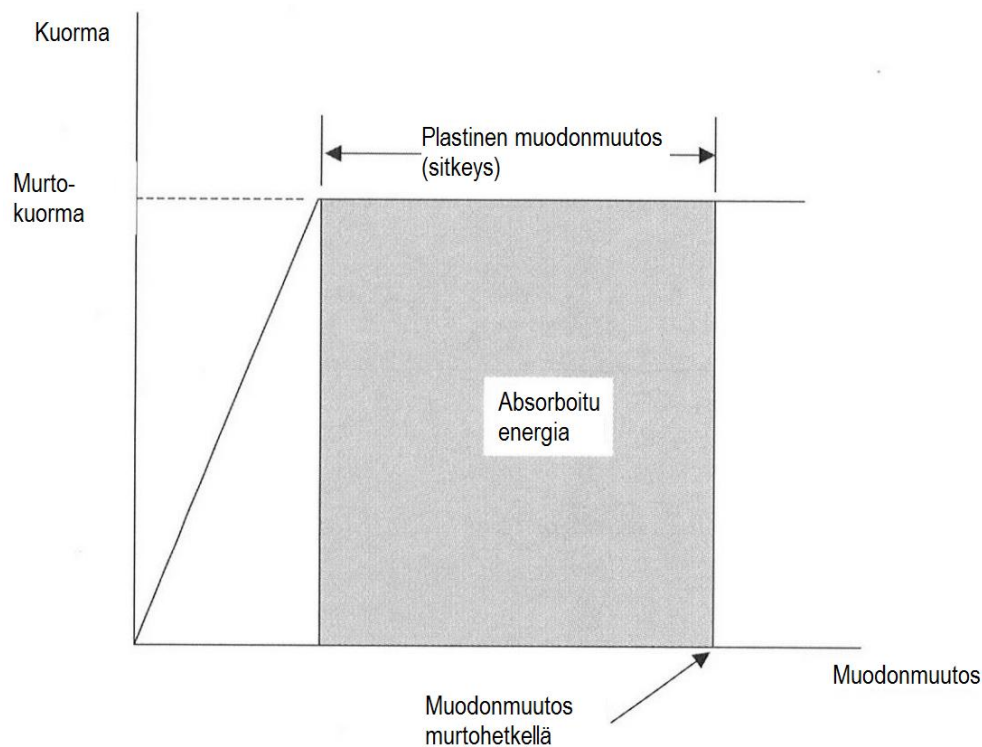
- (A) on sallitun paikallisen vaurion laajuus  
(B) on poistettavaksi ajateltu pilari

Kuva 1: Hyväksyttävän vaurioitumisen laajuus monikerroksisissa rakennuksissa [11 s.3]

Toimistorakennuksen nurkkiin liittyvissä sortumissa sortuman laajuus yhden kerroksen pinta-alassa ei ylity kovin nopeasti. Sortuman hallinnassa haasteena onkin rajoittaa vauriot vain kahteen päällekkäiseen kerrokseen. Nurkkapilareiden vaurioituessa ylempien kerrosten palkkien täytyy pystyä toimimaan ulokkeena palkin ja pilarin liitoksen taivutuskapasiteetin avulla, tai vaihtoehtoisesti nurkkaan on suunniteltava ripustusrakenteet,

joiden avulla pilarin vaurioituessa saadaan synnytettyä vaihtoehtoinen kuormansiirto-  
reitti. Joissain tapauksissa rakenteiden yllälujuus ja sitkeys voi kuitenkin olla haitallista,  
sillä ne välittävät rasituksia liitosten yli ja siten altistavat myös muut rakennneosat vauri-  
oille. Rasitusten eteneminen voidaan rajoittaa käyttämällä niin sanottuja rakenteellisia sul-  
lakkeita, jotka murtuvat hauraasti tietyllä kuormalla ja rajaavat sortuman tietylle alueelle.  
Rakenteelliset sulakkeet toimivat matalissa laajarunkoisissa rakennuksissa, joissa sor-  
tuma voi tapahtua koko rakennuksen korkeudella, mutta vaakasuunnassa rakenteiden jän-  
neväliit ovat niin suuria, että onnettomuustilan kuormien rasitusten kantaminen on mah-  
dotonta. Rakenteellisia sulakkeita suunniteltaessa tulee olla erityisen varovainen, sillä ra-  
kenteiden ja liitosten lujuus voi olla suunniteltua suurempi, jolloin sulake ei toimi ja ra-  
situkset välittyvät seuraaville rakenteille. [12 s. 24]

Jatkuvaa sortumaa edistäviä asioita ovat esimerkiksi sortumatilanteen dynaamiset kuor-  
mat, jotka aiheutuvat vaurioituneen rakenteen tai siihen tukeutuneiden rakenteiden putoa-  
misesta tai kaatumisesta, sekä kuormakeskittymät vaurioituneen rakenteen kantamien  
kuormien jakautuessa uudelleen rakenteissa. Lisäksi hauraat materiaalit - esimerkiksi be-  
toni - ovat alttiita dynaamisille kuormille ja kuormakeskittymille, kun taas sitkeät mate-  
riaalit absorboivat ja hävittävät paremmin dynaamisia kuormia ja pienentävät kuorma-  
keskittymiä sallimalla kuormien uudelleenjakautumisen. Rakenteen muodonmuutosky-  
vyn absorboivaa energiamäärää hahmotetaan kuvassa 2. [12 s. 23-25; 13, s. 28]



Kuva 2: Muodonmuutoksen absorboima energiamäärä [muokattu lähteestä 13, s. 28]

Jatkuva sortuma on dynaaminen ilmiö, jossa rakenneosat jakaantuvat kahteen osaan: nii-  
hin, joihin onnettomuustilanteen rasitukset eivät ole vielä vaikuttaneet, sekä niihin, joita  
onnettomuustilanteen kuormat ovat jo rasittaneet. Ne rakenneosat, joita onnettomuusti-  
lanteen kuormat eivät ole vielä rasittaneet, eivät vaikuta jo vaurioituneiden rakenteiden  
käyttäytymiseen, ja siten jatkuvan sortuman analysointi voidaan rajata suhteellisen pie-  
nelle alueelle kerrallaan. Tämä mahdollistaa nurkka-alueen tarkemman ja yksityiskohtai-  
semman analysoinnin. [3, s. 33]

Rakennustyön aikainen jatkuvan sortuman mahdollisuus on myös huomioitava jo rakennuksen suunnitteluvaiheessa, sillä rakennusaikana rungon jäykistys ja stabiliteetti hoidetaan väliaikaisilla tuilla tai jopa virheellisillä ratkaisuilla mikäli työnaikaista tuentaa ja tarvetta sille ei ole suunnitteluvaiheessa huomioitu. Myös työnaikaisen tuennan riittävän myöhäinen poisto on tärkeää; esimerkiksi betonielementtirakennukselle tulee antaa aikaa, jotta saumavalujen jälkeen riittävä rungon jäykkyys ja kestävyys on saavutettu. [14, s. 13]

## **2.1 Jatkuvan sortuman mallit**

Jatkuvalla sortumalla on tyypillistä, että syy ja seuraus ovat epäsuhdassa - paikallinen vaurio laajenee. Vaikka epäsuhta vaurion ja seurauksen välillä määrittelee jatkuvaa sortumaa, on silti olemassa useita erilaisia sortumatyyppejä, jotka aiheuttavat saman lopputuloksen. Sortumaa edistävät tapahtumat, niiden vastatoimet ja kapasiteettien määrittely vaihtelee aina sortumatyyppin mukaan. Tämän lisäksi eräät rakenteet ovat alttiimpia joillekin sortumatyypille kuin toiset. Jatkuva sortuma voidaan jaotella viiteen eri tyyppiin, joista kerrotaan seuraavissa kappaleissa lisää. On kuitenkin huomattava, että sortumista voidaan havaita eri malleille ominaisia piirteitä; eri sortumamallit voivatkin toimia yhdessä ja edistää jatkuvaa sortumaa. [12 s. 14-22]

### **2.1.1 Pannukakkumalli**

Pannukakkumallin sortumassa ensimmäisenä vaurioituu pystykuormia kantava elementti, jonka jälkeen rakenneosat erottuvat ja jäykät kappaleet putoavat ja törmäävät alempiin rakenteisiin. Pystyrakenteen vaurion seurauksena siihen tukeutuneiden rakenneosien potentiaalienergia on muuttunut liike-energiaksi, joka kasvaa nopeuden kasvaessa. Tippuvien rakenneosien törmätessä alempaan rakenteeseen syntyy kantaviin pilareihin ja seiniin äkillisiä dynaamisia puristuskuorman lisäyksiä, ja pystykuormia kantavat elementit voivat vaurioitua, jolloin sortuma etenee. WTC-tornien romahtaminen syyskuussa 2001 on hyvä esimerkki pannukakkumallin sortumasta. [12 s. 15]

### **2.1.2 Vetoketjumalli**

Vetoketjumallissa yhden tai muutaman kantavan rakenneosan vaurioitumisen johdosta kuormat jakautuvat uudelleen jäljelle jääneessä rakenteessa. Koska vaurio ja kuormien jakautuminen tapahtuu äkillisesti, jäljelle jääneisiin kantaviin rakenteisiin aiheutuu dynaamisia kuormituksia. Mikäli näiden rakenneosien kapasiteetti ylittyy, sortuma etenee kun kuormat keskittyvät aina uudelle ja uudelle rakenneosalle. Verrattuna pannukakkumallin sortumaan vetoketjumallissa ei yleensä esiinny iskeviä kuormituksia. Tacoma Narrows Bridge Seattlessa sortui juuri vetoketjumallin mukaisesti: tuulen aiheuttamat värähtelyt johtivat ensimmäisen vetotangon pettämiseen, jonka jälkeen sillan kansi repeytyi irti muista vetotangoista ja sortui. Jos jatkuva palkki lepää hoikkien pilareiden päällä, voi yhden pilarin vaurio johtaa myös toisen pilarin vaurioon ja tällöin vaurioista aiheutuva sortuma on vetoketjumallin tyyppinen. [12 s. 16-17]

### **2.1.3 Dominomalli**

Dominomallin sortumassa rakenneosa menettää stabiiliutensa, sen alapäähän muodostuu nivel, ja rakenneosa lähtee kaatumaan. Kaatuessaan elementti törmää viereiseen rakenneosaan ja aiheuttaa siihen vaakakuormitusta tai muulla tavalla rakenteiden välisten sidosten avulla kuormittaa vaakavoimilla viereistä rakenneosaa. Kantavat elementit on suunniteltu kantamaan pystykuormia, joten ne ovat tietyllä tavalla heikkoja vaakasuuntaisille kuormille ja tällöin alttiita kaatumaan edelleen. Esimerkkeinä dominomallin jatkuvista sortumista voisi pitää Kanadassa 1998 ja Saksassa 2005 tapahtuneet sähköpylväiden romahdukset, jossa yhden pylvään vaurio on johtanut toisen pylvään vaurioitumiseen ja niin edelleen, kuten kuvasta 3 nähdään. [12 s. 17-18; 15; 16]



Kuva 3: Sortuneita voimajohtopylväitä Saksassa vuonna 2005 [15]

### 2.1.4 Poikkileikkausmalli

Poikkileikkausmallin romahdus ei niinkään kuvaa jatkuvaa sortumaa vaan yksittäisen rakenneseosan haurasmurtoa. Poikkileikkausmallin romahduksella on paljon samankaltaisuutta vetoketjumallin sortumaan, mutta vain rakenneseosan tasolla. Kun esimerkiksi betonipalkin puristuspuinnassa tapahtuu ensimmäinen puristusmurtuma, jakaantuvat puristusjännitykset uudelleen jäljelle jääneessä poikkileikkauksessa ja paikalliset jännitykset voivat kasvaa niin suuriksi, että murtuma etenee ja aiheuttaa koko rakenneseosan romahduksen. [12 s. 19-20]

### 2.1.5 Epästabiliusmalli

Epästabiliudesta aiheutuvat rakenteiden vauriot johtuvat yleensä pienistä häiriöistä, esimerkiksi mittaepätarkkuuksista johtuvista vinoudesta tai vaakakuormituksesta, jotka johtavat suuriin muodonmuutoksiin tai sortumaan. Rakennus stabiloidaan edellä mainittuja kuormituksia vastaan jäykistysjärjestelmällä. Jäykistysjärjestelmän jonkun osan pettäessä voi vaurio johtaa rakenteen epästabiliuteen ja sortumaan. Esimerkiksi rakennejärjestelmän vaurioita voi syntyä, mikäli puristettu jäykiste vaurioituu ja menettää stabiiliutensa, mikä aiheuttaa suuria muodonmuutoksia rakennejärjestelmään. [12 s. 20-22]

## 2.2 Suunnittelumenetelmät jatkuvaa sortumaa vastaan

Suunnittelussa jatkuvaa sortumaa vastaan tutkitaan mahdolliset uhat ja menetelmät, joilla uhkia ja niille altistumisen todennäköisyyttä voidaan pienentää. Lisäksi tutkitaan vaurion seuraukset ja menetelmät, joilla seurauksia pienennetään. Vaurioiden seurauksista vakavin on luonnollisesti lukuisten ihmishenkien menetys. Sen tähden rakennuksissa, joissa oleskelee suuret määrät ihmisiä, on jatkuvan sortuman hallinta erittäin tärkeää. Toisaalta vaurion seuraukset esimerkiksi tehdaslaitokselle voivat olla myös vakavat, jos siitä aiheutuu yrityksen toimintojen keskeytyminen. Myös näissä tilanteissa voi tehtaalle olla tärkeää ja taloudellista panostaa jatkuvan sortuman hallintaan. Vaurion seurauksia voidaan myös hallita tilasuunnittelulla; jos tiedetään, että rakennuksen joku osa voi altistua esimerkiksi törmäyskuormille ja kyseisen osan rakennejärjestelmä jostain syystä on hauras, kannattaa sen osan läheisyyteen sijoittaa vähemmän tärkeitä toiminnot. Tällöin esimerkiksi ihmisille tarkoitettut tilat sijoitetaan turvallisempaan paikkaan. [3, s. 29]

Jatkuvan sortuman hallintaan on käytettävissä kahdenlaisia suunnittelumenetelmiä: suorja ja epäsuoria. Epäsuorilla suunnittelumenetelmillä lisätään rakenteisiin ja niiden liitoksiin sitkeyttä, mutta suunnittelumenetelmät eivät riipu suunnittelun tavoitteista eivätkä ne



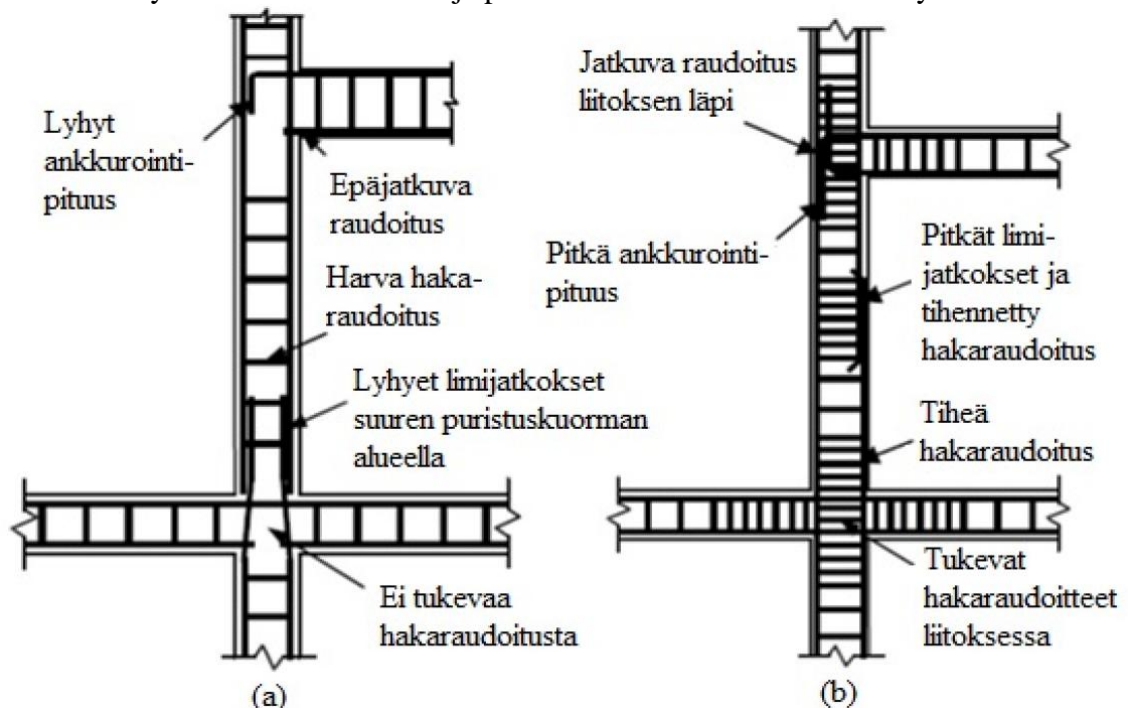
vaadi vaikeita rakenneanalyysyjä. Eurokoodeissa käytetty sidevoimamenetelmä on esimerkki epäsuorasta suunnittelumenetelmästä jatkuvan sortuman hallintaan. Suoriin suunnittelumenetelmiin kuuluu sekä paikallisen vaurion estäminen että paikallisen vaurion laajenemisen rajoittaminen. Paikallisen kestävyuden parantamisessa rakenneosat suunnitellaan kestävänsä ennalta tiedetyt kuormitukset ja uhat tai käytetään ei-rakenteellisia suojaustoimenpiteitä, jotka estävät onnettomuuskuormien syntymisen kantaville rakenteille. Ei-rakenteelliset suojaustoimenpiteet voivat joissain ennalta tunnistettavissa onnettomuustilanteissa tulla edullisemmiksi, sillä ei-rakenteellisten suojien korjaaminen vauriotilanteissa on helpompaa ja edullisempaa kuin kantavien pystyrakenteiden vaurioiden korjaaminen. Paikallisen vaurion laajenemisen rajoittaminen voidaan suunnitella sekä vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä käyttäen että suunnittelemalla rakenneosien väliset liitokset onnettomuustilassa niin hauraiksi, ettei sortuva rakenneosa saa viereisille rakenneosille aikaan etenevää sortumaa aiheuttavia kuormituksia. Vaihtoehtoisissa kuormansiirtoreiteissä, joita analysoidaan poistamalla yksi kantava pystyrakenne kerrallaan, ei oteta kantaa vaurion aiheuttajaan. Siten vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu lisää rakennuksen kestävyyttä useampaa uhkaa vastaan. Toisaalta vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä suunnitellessa ei oleteta vaurioita muille rakenneosille, joita todellisuudessa kantavan pystyrakenteen menettämiseen saattaa liittyä. [12, s. 37; 2, s. 3-4; 3, s. 50, 55]

### 3 Sitkeys

#### 3.1 Rakenteiden sitkeys

Jatkuvan sortuman hallitsemiseksi pystyrakenteiden vaurioituessa vaaditaan rakenteilta sitkeyttä, eli kykyä absorboida muodonmuutosenergiaa, jotta putoavien rakenneosien liike-energia saadaan vaimennettua. Jokaisen rakenteen suunnittelu sitkeäksi ei ole teknisesti eikä taloudellisesti järkevää, eikä sitkeyttä siksi voida pitää ehdottomana vaatimuksena. Hauraita rakenteita mitoitettaessa tulee käyttää suurempaa varmuutta kuin sitkeitä rakenteita mitoitettaessa, sillä hauraille rakenteille ei ehdi syntyä suuria muodonmuutoksia ennen rakenteen murtumista. Sitkeillä rakenteilla murtumisen ennustettavuus on taas helpompaa, eikä kestävyys hajonta ole niin suurta kuin haurailta rakenteilla. Sitkeällä rakenteella on myös kyky kestää myötäämisen jälkeisiä pysyviä muodonmuutoksia siten, että sen kestävyys ei merkittävästi pienene. Suuret muodonmuutokset sekä sitovat energiaa onnettomuustilanteessa että varoittavat rakennuksen käyttäjiä vaarasta ennen rakenteiden lopullista murtumista. Sitkeys edellyttää rakenteilta ja materiaaleilta myötölujittumista, eli muodonmuutosten kasvaessa kapasiteetin tulee lisääntyä. Sitkeyttä mitataan murtumisrajan muodonmuutoksen suhteella myötörajan muodonmuutokseen; sitkeys paranee, kun murtumisrajan ja myötörajan muodonmuutosten välinen etäisyys kasvaa. Eri-laisia sitkeyden tyyppejä ovat materiaalin aksiaalisten muodonmuutosten sitkeys, poikkileikkauksen käyrityssitkeys, rakenneosan kiertymäsitkeys sekä rakennuksen muodonmuutossitkeys. [1, s. 5; 17, s. 126-127; 18 s. 119-120]

Jotta rakenne toimii sitkeästi, on poikkileikkausten ja rakenneosien tarkastelun lisäksi huomioitava myös kokonaisuuksien tarkastelu, jossa huomioidaan liitokset ja rakenteiden jäykkyyserot. Jotta rakennus käyttäytyy sitkeästi onnettomuustilanteessa, tulee myös käytettävien materiaalien olla sitkeitä. Toisaalta sitkeät materiaalitkaan eivät takaa rakennuksen sitkeää käyttäytymistä jos rakenteiden väliset liitokset on suunniteltu hauraksi. Esimerkit sitkeydeltään huonommasta ja paremmasta rakenteesta on esitetty kuvassa 4.



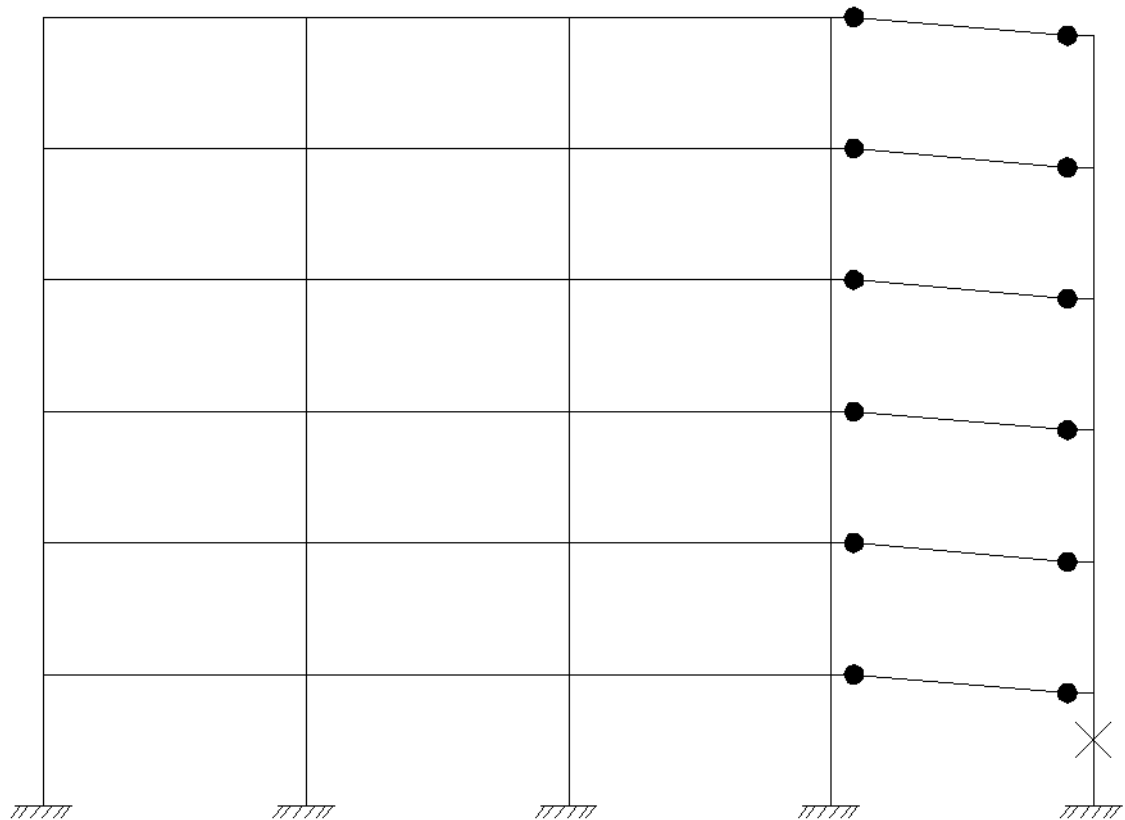
Kuva 4: Sitkeydeltään huonompi (a) ja parempi (b) rakenne [19, s. 65]

Teräsbetonirakenteiden suunnittelua ohjaavassa Eurokoodi 2:ssa vaaditaan sitkeyttä rakenteille, mutta sitkeyden osoittamiseen ei ole annettu menetelmiä. Sitkeys suunnitteluperusteena on esitetty Eurokoodissa 8, jolla ohjataan rakenteiden mitoitusmaanjäristystä vastaan. Eurokoodi 8 ei kuitenkaan ole voimassa Suomessa. Tuomo Rantala on diplomityössään tutkinut teräsbetonirakenteen sitkeyttä suunnitteluperusteena. Diplomityössä muun muassa todetaan, että aikaisemmat suunnittelumenetelmät ovat antaneet suurempia plastisia kapasiteetteja rakenteille kuin nykyisten määräysten mukaiset menetelmät. [19, s. 80]

### 3.2 Plastinen nivel

Plastisella nivelellä tarkoitetaan tässä rakenneosan kohtaa, jossa kuormituksen lisääntyessä kiertymä nivelen ympärillä kasvaa, mutta nivelen taivutuskestävyys pysyy lähes samana. Plastiset nivelet ovat tarpeen korvaavan rakennesysteemin muodostamiselle, kun kantavan pystyrakenteen oletetaan poistuvan. Korvaavan rakennesysteemin suunnittelu toimimaan kimmoisella alueella ei välttämättä ole teknistaloudellisessa mielessä järkevää, vaan se voi johtaa kohtuuttomiin rakenteisiin ja kustannuksiin.

Toisin kuin kimmoteorian mukaisissa menetelmissä, jossa rakenteet mitoitetaan maksimimomenttien jakautumille, plastisuusteoriaa käytettäessä haetaan sellaista rajakuormaa, joka on vähintään yhtä suuri kuin asetettu mitoituskuorma. Kun sisäisten momenttien jakautuma on tasapainossa ulkoisen kuormituksen kanssa eivätkä sisäiset momentit ylitä rakenteiden tai liitosten taivutuskestävyyksiä tai plastisia momenteja, rakenne kykenee kantamaan sille asetetut kuormat. [18, s. 105]



Kuva 5: Plastisten nivelien syntyminen kerros Pilarirunkoon alimman kerroksen nurkkapilarin vaurioitumisen seurauksena [Mukailtu lähteestä 1, s. 5]

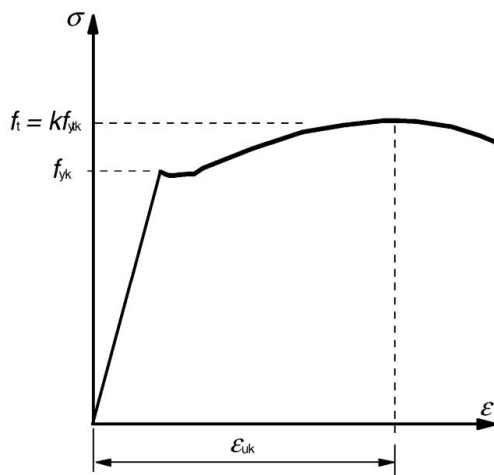
Kuvassa 5 on esitetty plastisten nivelten sijainnit pilari-palkki-rungossa kun oletetaan, että alimman kerroksen nurkkapilari on vaurioitunut. Tosin oikean puoleisen plastisen

nivelen syntyminen riippuu rakenteiden välisistä liitoksista, joillain liitostyypeillä kiertymäjäykkyyttä on niin vähän, että ko. kohdassa rakenteessa on nivel, jolloin varsinaista plastista niveltä ei siihen muodostu. Koko rakennesysteemissä plastinen nivel voidaan ajatella pistemäisenä kohtana, mutta todellisuudessa sillä on aina tietty pituus. Plastista niveltä analysoidessa kimmoinen kiertymä voidaan olettaa nolaksi, sillä plastiset kiertymät ovat yleensä paljon kimmoisia kiertymiä suurempia. Kiertymisen avulla rakennesysteemi voi saavuttaa rajakuormansa. [18, s. 105, 108]

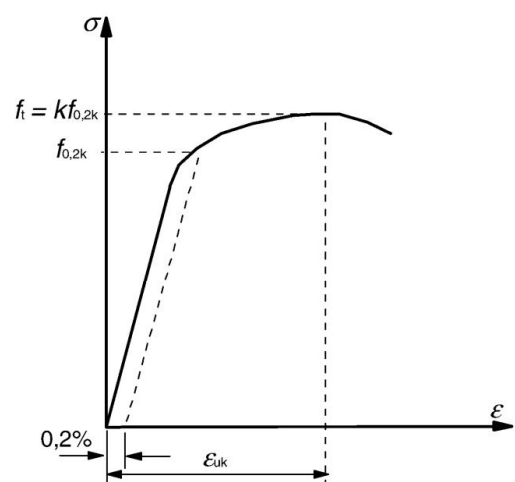
### 3.3 Sitkeys teräsbetonirakenteissa

Betoni on hauras materiaali, joten sitkeys rakenteisiin ja niiden välisiin liitoksiin saadaan betoniraudoitteiden ja liitosten teräsosien avulla. Teräsbetonirakenteisen elementtirakennuksen sitkeyttä voidaan myös lisätä käyttämällä jatkuvia palkkeja sekä Gerber-liitoksia, joissa palkki jatkuu nurkasta seuraavan pilarin yli ja palkkien välinen liitos sijaitsee kentässä. Nurkasta seuraavan pilarin yli jatkuvan palkin etuna on se, että pilarin kohdalla on huomioitu tukimomenttia jo normaalitilanteiden suunnittelussa. Siten nurkkapilarin vaurioituminen, palkkien muuttuminen rakenteelliseksi ulokkeiksi ja seuraavan pilarin kohdalla kasvava tukimomentti ei muuta rakenneosan toimintaa niin paljon kuin yksiaukoisten palkkien tapauksessa. Rakenteiden sitkeään toimintaan onnettomuustilanteessa vaikuttaa myös laatastonsa päälle mahdollisesti asennettava pintavalu ja sen rauditus. Rauditusverkon etäisyys ontelolaatan alapinnasta on kuitenkin melko pieni, joten rauditusverkon tuoma taivutuskapasiteetti jää myös suhteellisen pieneksi. [1, s. 5-9]

Eurokoodi 2:ssa raudoitusteräket jaetaan sitkeyden mukaan luokkiin A, B ja C. Raudituksen sitkeysluokka määritellään veto- ja myötölujuuden suhteen sekä suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvon  $\epsilon_{uk}$  avulla. Kuumavalssatuilla teräksillä veto- ja myötölujuuden suhde sekä  $\epsilon_{uk}$  on esitetty kuvassa 6a ja kylmämuokatuille kuvassa 6b. [20, s. 39]



a) Kuumavalssattu teräs



b) Kylmämuokattu teräs

Kuva 6: Kuumavalssatun ja kylmämuokatun betoniteräksen jännitys-venymäkuvaajat [20, s. 39]

Veto- ja myötölujuuden suhteen  $k$  arvo sekä suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo  $\epsilon_{uk}$  betoniteräksille on esitetty seuraavalla sivulla olevassa taulukossa 1. [21, s. 3]

Taulukko 1: Eurokoodin mukaiseen mitoitukseen sopivan betoniterästen ominaisuudet [21, s. 3]

Luokka (SFS-EN 1992-1-1)	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$ tai $f_{0,2k}$ (MPa) ja SFS-standardin nimike	B500A (B500K, B600KX, A700HW)	B500B (A500HW)	B500C
Vetolujuuden suhde myötölujuuteen ( $f_t/f_{yk}$ )	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Sitkeysluokkaan A kuuluvat lähinnä kylmämuokatut teräkset tyypillisten kuumavalssattujen harjaterästen kuullessa luokkaan B. Sitkeysluokan C teräksiä käytetään lähinnä seismisesti aktiivisilla alueilla, joissa rakenteilta vaaditaan hyviä sitkeysominaisuuksia. [21, s. 1-2]

Rakenneosa voi murtua esimerkiksi taivutuksen tai leikkausvoiman vaikutuksesta. Teräsbetonirakenteen rauditus määrittää murtotavan sitkeyden. Liian vähäinen pääraudoitus taivutetussa rakenneosassa voi johtaa hauraaseen murtumaan, sillä ylikuormituksen johdosta vedetyt teräkset venyvät nopeasti murtorajaan asti, eikä rakenne ehdi muodonmuutoksillaan varoittaa rakennuksen käyttäjiä vaarasta. Myös yliraudoitettu taivutettu palkki voi murtua hauraasti, sillä kuormituksen kasvaessa betonin puristusjännitykset saavuttavat maksimiarvonsa ennen vetoterästen plastisoitumista, jolloin rakenneosa murtuu äkillisesti ja varoittamatta. Jos leikkausraudoitusta on harvassa, ei leikkausmurtuman aiheuttamassa vinohalkeamassa voida saavuttaa jännitysresultanttien uutta tasapainotilaa, jolloin halkeama leviää nopeasti ja rakenne sortuu. Tiheämmällä leikkausraudoituksella parannetaan sitkeyttä ja estetään halkeaman leviäminen. Leikkausmurtumassa vinohalkeamat ovat ylirasituksen paras indikaattori, sillä silloin rakenneosaan ei yleensä synny samanlaisia taipumia kuin taivutusmurron yhteydessä. [18, s. 120]

### 3.3.1 Taivutetun teräsbetonirakenteen muodonmuutoskyky

Taivutetun teräsbetonirakenteen muodonmuutoskykyä voidaan arvioida murtotilaa vastaavan kaarevuuden  $\kappa_{pl}$  ja myötötilaa vastaavan kaarevuuden  $\kappa_y$  suhteella, joka on esitetty kaavassa 1. [18, s. 167-168]

$$\frac{\kappa_{pl}}{\kappa_y} = \frac{\lambda \epsilon_{cu} (1 - k_x) f_{cd}}{\epsilon_y \rho - \rho_c f_{yd}} \quad (1)$$

missä

- $\kappa_{pl}$  on murtotilaa vastaavan kaarevuus [rad / m]
- $\kappa_y$  on myötötilaa vastaava kaarevuus [rad / m]
- $\lambda$  on poikkileikkauksen puristetun osan korkeutta vastaavan plastisen puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus, yleensä 0,8
- $\epsilon_{cu}$  on betonin murtopuristuma
- $\epsilon_y$  on terästen myötövenymä
- $k_x$  on betonin puristetun osan suhteellinen korkeus
- $\rho$  on vetorausituksen pinta-alan suhde poikkileikkauksen pinta-alaan

- $\rho_c$  on puristusraudoituksen pinta-alan suhde poikkileikkauksen pinta-alaan  
 $f_{cd}$  on betonin puristuslujuus  
 $f_{yd}$  on raudoituksen myötölujuus

Betonin puristetun osan suhteellinen korkeus  $k_x$  saadaan kaavalla 2 [18, s. 166].

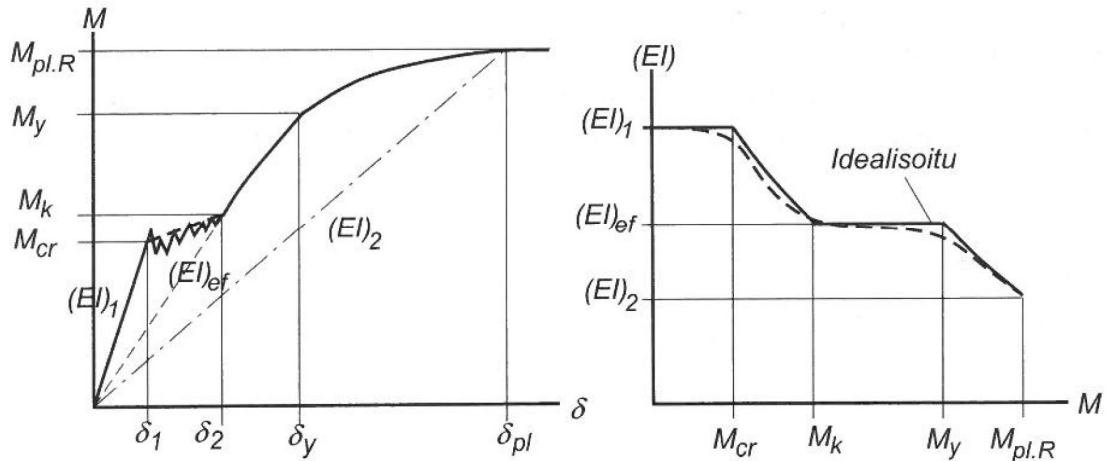
$$k_x = \sqrt{(\rho + \rho_c)^2 \alpha_e^2 + 2(\rho + \rho_c \frac{d_c}{d}) \alpha_e - (\rho + \rho_c) \alpha_e} \quad (2)$$

missä

- $\rho$  on vetoraudoituksen pinta-alan suhde poikkileikkauksen pinta-alaan  
 $\rho_c$  on puristusraudoituksen pinta-alan suhde poikkileikkauksen pinta-alaan  
 $\alpha_e$  on raudoituksen kimmokertoimen suhde betonin kimmokertoimeen  
 $d_c$  on puristusterästen painopisteen etäisyys puristetusta pinnasta  
 $d$  on vetoterästen painopisteen etäisyys puristetusta pinnasta

Liitoksen taivutusmomenttikapasiteettia voidaan arvioida, kun tiedetään liitoksessa käytettävä raudoitus, jonka ominaisuudet vaikuttavat suuresti rakenteen muodonmuutoskykyyn. Raudoitukselle määritetään betonissa olevan teräksen kuorma-siirtymäkäyrän, muodonmuutosenergian ja liukuman perusteella maksimikapasiteetti ja sitä vastaava muodonmuutos. Teräsvenymäksi tasapainotilassa voidaan Normikortti 23:n mukaan olettaa 2 %. Betoniterästen kokonaistasavenymä  $\epsilon_u$  kertoo teräksen venymän juuri ennen sen murtumista ja sen suuruus korreloi hyvin plastisen nivelen kiertymiskyvyn kanssa. Kiertymiskyky taas mahdollistaa rasi- ja tukien uudelleen jakautumisen rakenteille, joiden rasitukset eivät ole vielä ylittäneet kapasiteettia. [1, s. 4-9; 18, s. 61-62, 168]

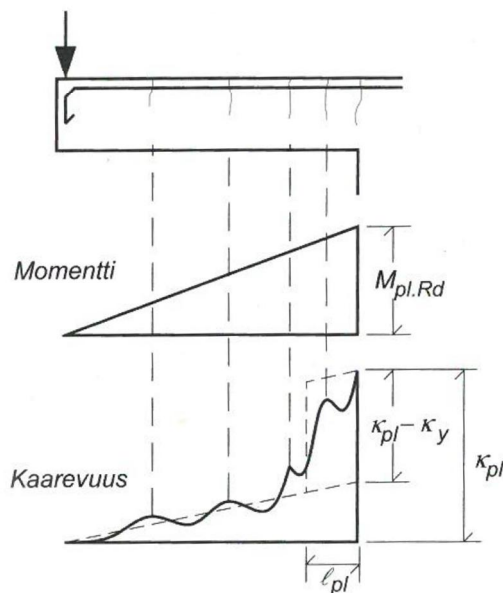
Yksiaukkoisen taivutetun teräsbetonirakenteen käyttäytyminen on esitetty seuraavalla sivulla kuvassa 7. Aluksi rakenne pysyy halkeamattomana ja tasajäykkänä, ja rakenteen taipuma kasvaa halkeamattoman rakenteen maksimitaipumaan  $\delta_1$ , kunnes taivutusmomentti on rakenteen halkeilukestävyyden suuruinen ( $M_{cr}$ ). Halkeilukestävyyden saavuttamisen jälkeen rasitetuimman kohdan ympärille muodostuu halkeamia, jotka pienentävät rakenteen taivutusjäykkyyttä. Taivutusjäykkyyden pienentyessä taipumat kasvavat arvoon  $\delta_2$ , kunnes halkeamien määrä on vakiintunut. Halkeamien vakiintuessa momentin arvo kasvaa hieman, arvoon  $M_k$ . Kun taivutusmomentti kasvaa yli halkeilukestävyyden, halkeilleen rakenteen taipumat kasvavat nopeammin ja myötörajan  $M_y$  jälkeen raudoitus alkaa myötää. Kyseiseen kohtaan kehittyy plastinen nivel, ja rakenne alkaa plastisoitua. Plastisoituminen jatkuu, kunnes taivutusmomentti saavuttaa maksimiarvonsa  $M_{pl,R}$ , jonka jälkeen kuormaa ei voida enää lisätä. Staattisesti määräämättömän rakenteen, esimerkiksi tasajäykän kaksiaukkoisen jatkuvan palkin taivutuskäyttäytyminen eroaa yksiaukkoisen rakenteen käyttäytymisestä siten, että rakenteessa tapahtuu momenttien uudelleenjakautumista. Kaksiaukkoisen palkin keskituella taivutusmomentin arvot ylittävät ensimmäisenä halkeilukestävyyden  $M_{cr}$ . Halkeilemisen myötä tuen jäykkyys pienenee, ja kuorman kasvaessa kenttämomenttien arvot kasvavat nopeammin suhteessa tukimomentin arvoon. Kun kentässä saavutetaan halkeilukestävyys, momenttien suhde voi tasaantua. Kun tuella sijaitseva raudoitus saavuttaa myötömomenttinsa, pienenee tukien taivutusjäykkyys edelleen ja kenttämomenttien arvot kasvavat. Plastisen nivelen muodostuessa tuelle vain kenttämomentit voivat ottaa vastaan kuormitusta, kunnes niissäkin saavutetaan plastinen kestävyys  $M_{pl,R}$ . Kuorma ei voi enää kasvaa yli tästä tilanteesta. [18, s. 97-98]



Kuva 7: Kasvavan taivutusmomentin vaikutus taipumaan ja taivutusjäykkyyden muuttuminen momentin kasvaessa staattisesti määrättyssä rakenteessa. [18, s. 97]

### 3.3.2 Plastisen nivelen kiertymiskyky

Taivutettujen rakenteiden plastisten nivelten suorituskyky vaikuttaa suuresti rakenteiden kantavuuteen ja kestävyYTEEN. Plastisen nivelen ominaisuuksien määrittäminen on tärkeää rakenteiden onnettomuustilanteiden toiminnan arvioimiseksi. Jotta rakennesysteemi voi saavuttaa rajakuormansa  $p_{Rd}$ , täytyy systeemillä olla riittävästi muodonmuutoskykyä, josta suurin osa syntyy plastisten nivelten kiertymiskykyjen avulla. Myös suurimmat kiertymät ovat plastisen nivelen kohdalla. Halkeaman kohdalla rakenteessa on suurin kaarevuus, sillä halkeamien välillä betonin vetojäykistysvaikutus pienentää kaarevuutta. Kaarevuus momentin funktiona on esitetty kuvassa 8, josta voidaan huomata betonin vetojäykistysvaikutus. [22, s. 466; 18, s.168-169]



Kuva 8: Kaarevuus momentin funktiona [18, s. 169]

Kuvassa  $M_{pl,Rd}$  on plastinen momentti,  $\kappa_{pl}$  on kaarevuus plastisen momentin kohdalla,  $\kappa_y$  on kaarevuus myötömomentin kohdalla ja  $l_{pl}$  on plastisen nivelen pituus. Plastinen kaarevuus voidaan esittää suorakaiteena, jonka korkeus on  $\kappa_{pl} - \kappa_y$ , ja näin plastisen nivelen kiertymäksi saadaan  $(\kappa_{pl} - \kappa_y)l_{pl}$ . Kun momentti on taivutuskestävyyden suuruinen, plastisen nivelen kiertymiskyky  $\theta_{pl}$  saadaan kaavan 3 avulla. [18, s. 168-169]

$$\theta_{pl} = (\kappa_{pl} - \kappa_y) l_{pl} = \left( \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\beta} - \frac{\varepsilon_{cy}}{k_x} \right) \frac{l_{pl}}{d} \quad (3)$$

missä

$\theta_{pl}$	on kiertymäkyky radiaaneissa
$\kappa_{pl}$	on murtotilaa vastaava kaarevuus
$\kappa_y$	on myötötilaa vastaava kaarevuus
$l_{pl}$	on plastisen nivelen pituus
$\lambda$	on plastisen jännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus
$\varepsilon_{cu}$	on betonin murtopuristuma, tavallisissa betoniluokissa 0,0035
$\beta$	on puristetun osan suhteellinen korkeus plastisessa poikkileikkauksessa
$\varepsilon_{cy}$	on joko reunapuristuma vetoraidoituksen myötäessä tai yliraidoituksissa rakenteissa betonin kimmainen maksimipuristuma, minimissään 0,001
$k_x$	on betonin puristetun osan suhteellinen korkeus
$d$	on palkin tehollinen korkeus, eli etäisyys vetoraidoituksen painopisteestä puristettuun pintaan

Plastisen nivelen kiertymäkykyyn vaikuttaa plastisen nivelen pituus: mitä pidempi plastisoituva alue on, sitä enemmän nivelellä on kiertymäkykyä. Lisäksi kiertymäkykyyn vaikuttaa veto- ja puristusraidoituksen määrä, raidoituksen ja betonin lujuus, betonin murtopuristuma  $\varepsilon_{cu}$  sekä raidoituksen halkaisija. Kiertymäkykyyn vaikuttaa myös teräsbetonirakenteen halkeiluväli, halkeilutyypit sekä raidoituksen ankkurointiliukuma. Suurten leikkausvoimien alueella halkeilu kääntyy pystysuorasta vinoon ja raidoituksen myötäminen tapahtuu pidemmällä matkalla, mikä pidentää plastisoituvaa aluetta. Vinohalkeilun tapauksessa rakenteen jäykkyys pienenee enemmän kuin pystyhalkeilussa, joten pystyhalkeilun perusteella arvioidut plastiset taipumat sekä kiertymät ovat todellista pienempiä. Myös ankkurointiliukumien, joita yleisesti aiheutuu raidoituksen myötäessä, kasvattavat rakenteen kiertymiä. Jos kiertymät lasketaan huomioimatta esimerkiksi ankkurointiliukumia, saadaan todellista pienemmät kiertymät ja plastisen momentin arvo on varmalla puolella. Toisaalta jatkuvaa sortumaa analysoitaessa ulkomaisissa ohjeissa annetaan plastisille kiertymille raja-arvoja, jolloin ankkurointiliukumien huomioimattomuus antaa epävarmalla puolella olevia tuloksia. [22, s. 482, 18, s. 174-176]

### 3.3.3 Plastisen nivelen pituus

Plastisen nivelen pituuden tarkka arvioiminen on hankalaa ja arviointiin käytettävät kaavat perustuvat empiirisistä kokeista saatuihin kertoiimiin. Eurokoodeissa ja betoninormeissa ei plastisen nivelen pituudelle esitetä lausekkeita. Materiaalien epälineaarisuus, materiaalien välinen vuorovaikutus ja suhteelliset liikkeet materiaalien välillä monimutkaistavat ongelmaa. Tutkimuksessa *Analyses of plastic hinge regions in reinforced concrete beams under monotonic loading* Zhao, Wu ja Leung analysoivat elementtimenetelmällä plastisen nivelen aluetta sekä plastisen nivelen pituuteen vaikuttavia tekijöitä. Tutkimuksen mukaan pituuteen vaikuttavat taivutetun rakenteen kriittisen poikkileikkauksen etäisyys momentin nollakohdasta, raidoituksen tehollinen korkeus  $d$ , raidoituksen myötölujuuttuminen sekä veto- ja puristusterästen suhde poikkileikkauksen pintaalaan, joista myötölujuuttumisen todettiin olevan merkittävin tekijä. Plastisen nivelen pituuteen vaikuttaa myös kuormien jakautuneisuus, jota ei tutkimuksessa huomioitu; piste-kuorman aiheuttaman maksimitaivutusmomentin molemmilla puolilla momentin arvot putoavat nopeasti, kun taas jakautuneilla kuormilla maksimimomentin viereiset arvot ovat lähellä maksimimomentin arvoa. [22, s. 475-482; 18, s. 168-173]



Tuomo Rantala on diplomityössään *Teräsbetonirakenteen sitkeys suunnitteluperusteena* taulukoinut empiirisiä kaavoja plastisen nivelen pituuden määrittämiseksi teräsbetonirakenteissa. Kaavat on esitetty taulukossa 2. Zhaon, Wun ja Leungin tutkimuksen tulokset olivat lähimpänä Paulayn ja Priestleyn empiirisen kaavan arvoja, joka onkin tutkimuksen mukaan tunnetuin ja eniten käytetty malli plastisen nivelen pituuden arviointiin. Kuitenkaan mihinkään kaavaan ei kaikkia merkittävimpiä tekijöitä ole sisällytetty, ja kaavojen todettiin yleisesti yliarvioivan plastisen nivelen pituutta. [22, s. 480; 19, s. 18]

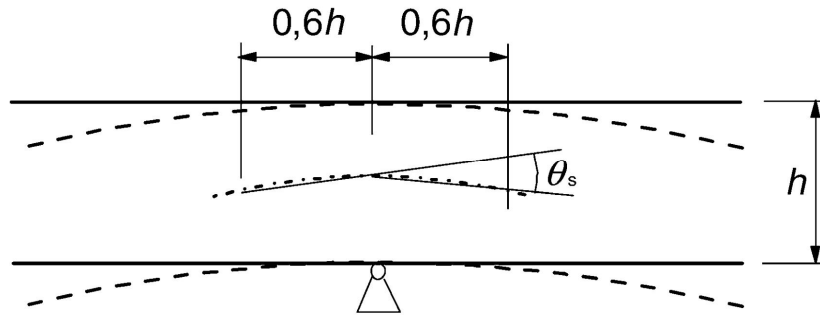
*Taulukko 2: Empiirisiä kaavoja plastisen nivelen pituuden määrittämiseksi teräsbetonirakenteissa. [Muokattu lähteistä 19, s. 18; 22, s. 467]*

<b>Tekijä</b>	<b>Vuosi</b>	<b>Plastisen nivelen lp pituus</b>	<b>Rajoitus</b>
Baker	1956	$k_1(L_{pl}/d)^{1/4}d$	TB-palkeille ja pilareille
I.C.E Research Committee	1962	$k_1k_2k_3(L_{pl}/d)^{1/4}d$	
Sawyer	1964	$0,25d + 0,075L_{pl}$	
Corley	1966	$0,5d + 0,2d^{1/2}(L_{pl}/d)$	TB-palkeille
Mattock	1967	$0,5d + 0,05L_{pl}$	TB-palkeille
Park et al.	1982	$0,4h$	TB-pilareille
Priestley ja Park	1987	$0,08L_p + 6d_{bl}[ksi]$	TB-pilareille
Tanaka ja Park	1990	$0,40..0,75h$	TB-pilareille aksiaalisen kuorman mukaan
Paulay ja Priestley	1992	$0,08L_p + 0,022d_{bl} f_y \geq 0,3d_{bl} f_{yk}$	TB-palkeille ja pilareille
Sheikh ja Khoury	1993	$1,0h$	Voimakkaasti aksiaalisesti kuormitetuille pilareille
Coleman ja Spacone	2001	$G_f^c/[0,6f_c(\varepsilon_{20}-\varepsilon_c + 0,8f_c/E_c)]$	
Panagiotakos ja Fardis	2001	$0,18L_{pl} + 0,021d_{bl} f_y$	TB-palkeille ja pilareille
Bae ja Bayrak	2008	$h\{[0,3(P/P_0) + 3(A_s/A_g) - 1](L_{pl}/h) + 0,25\} \geq 0,25h$	Pilareille
Missä			
$k_i$	Muuttuva parametri		
$L_{pl}$	Kriittisen poikkileikkauksen etäisyys momentin nollakohdasta		
$d$	Tehollinen korkeus		
$d_{bl}$	Pitkittäisteräksen halkaisija		
$h$	Poikkileikkauksen kuormituksen suuntainen sivumitta		
$f_{yk}$	Raudoitteen myötölujuus		
$k_i$	Muuttuva parametri		
$G_f^c$	Betonin murtumisenergia puristuksessa		
$f_{ck}$	Betonin puristuslujuus		
$\varepsilon_{20}$	Puristuma, jolloin puristusjännitys on 20 % betonin lujuudesta puristuslujuuden maksimiarvon jälkeen		
$\varepsilon_c$	Betonin puristuma		
$E_{cm}$	Betonin kimmokerroin		
$P$	Aksiaalinen kuormitus		
$P_0$	$0,85f_c(A_g-A_s) + f_yA_s$		
$A_g$	Poikkileikkauksen pinta-ala		
$A_s$	Pituussuuntainen rauditus		

### 3.3.4 Plastinen nivel normeissa ja ohjeissa

Eurokoodissa 1992-1-1 annetaan jatkuvien palkkien ja jatkuvien yhteen suuntaan kantavien laattojen kiertymiskyvyn tarkistamiseen ohjeita. Palkin tai laatan plastisen nivelen

pituudelle ei anneta kaavaa, vaan niveltä tarkastellaan 1,2 kertaa poikkileikkauksen korkeuden pituisella alueella. Plastinen nivel voi syntyä, jos murtorajatilán kuormitusyhdistelmän aiheuttama kulmanmuutos  $\theta_s$  on enintään sallitun kulmanmuutoksen suuruinen. Kulmanmuutos  $\theta_s$  ja tutkittavan alueen pituus on esitetty kuvassa 9. Kiertymiskykyä tarkastellessa plastisen nivelen alueella poikkileikkauksen puristetun alueen suhteellinen korkeus  $x_u/d$  (neutraaliakselin etäisyyden poikkileikkauksen puristetusta reunasta suhde poikkileikkauksen teholliseen korkeuteen) rajoitetaan arvoon 0,45 kun käytettävä betonin lujuusluokka on pienempi tai yhtä suuri kuin C50/60, tätä korkeammilla lujuusluokilla puristetun alueen suhteellinen korkeus rajoitetaan arvoon 0,35. [20, s.61-62]



Kuva 9: Jatkuvien palkkien ja jatkuvien yhteen suuntaan kantavien laattojen plastinen kulmanmuutos  $\theta_s$ . [20, s. 61]

Sallittu kulmanmuutoksen perusarvo  $\theta_{pl,d}$  määritellään seuraavalla sivulla esitetystä kuvasta 10, ja leikkaushoikkuuden ollessa eri kuin 3 sallittu kulmanmuutos saadaan kertomalla perusarvo korjauskertoimella  $k_\lambda$ , joka on esitetty kaavassa 4. [20, s. 62]

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (4)$$

missä

$k_\lambda$  on korjauskerroin

$\lambda$  on leikkaushoikkuus, esitetty kaavassa 5.

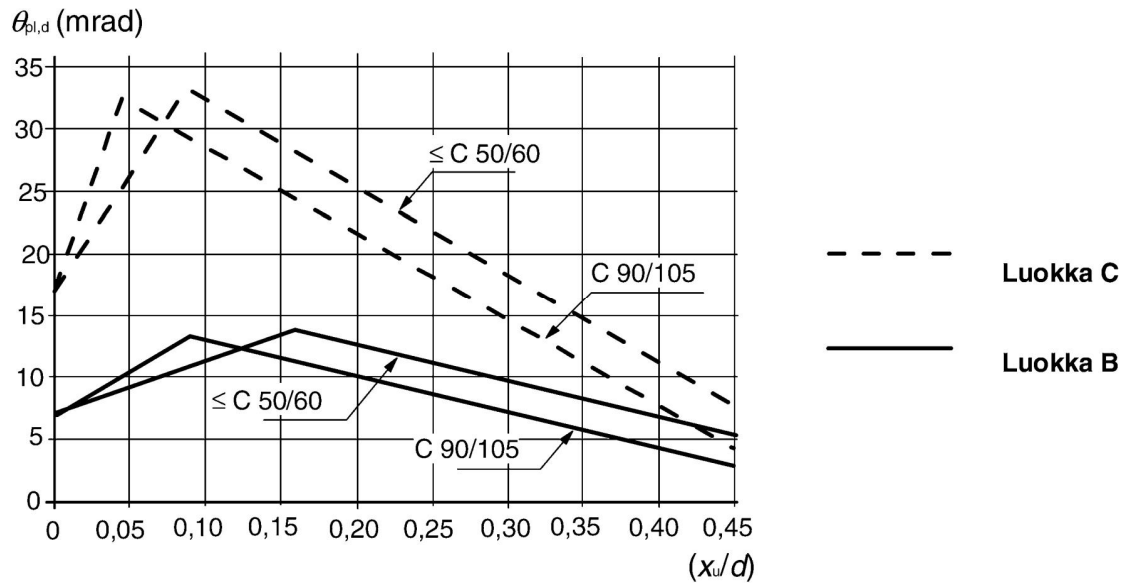
$$\lambda = \frac{M_{sd}}{V_{sd} \cdot d} \quad (5)$$

missä

$M_{sd}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo

$V_{sd}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo

$d$  on tehollinen korkeus



Kuva 10: Teräsbetonipoikkileikkauksen sallitun kulmanmuutoksen perusarvo  $\theta_{pl,d}$  leikkaushoikkeudelle 3, kun raudoituksen luokka on B tai C. [20, s. 62]

Betonin lujuusluokan ollessa lujuusluokkien C50/60 ja C90/105 välillä sallitun kulmanmuutoksen perusarvo interpoloidaan. Sallitun kulmanmuutoksen perusarvo annetaan C- ja B-sitkeysluokan raudoitusteräksille. A-sitkeysluokan raudoitusteräksiä käytettäessä ei plastista analyysia suositella käytettäväksi. [20, s. 62]

Myös muissa suunnitteluohjeissa annetaan ohjeita plastisen nivelen kiertymiskyvyn arvioimiseksi. Seuraavalla sivulla olevassa taulukossa 3 on esitetty ASCE 41:ssä annettavat mallinnusparametrit sekä hyväksymiskriteerit plastisissa tarkasteluissa teräsbetonipalkeille. ASCE:n standardi 41 on tarkoitettu olemassa olevien rakennusten seismisen toiminnan arvioimiseen ja parantamiseen. [23, s. 1, 161]

Taulukko 3: Teräsbetonipalkin mallinnusparametrit sekä plastisten menetelmien hyväksymiskriteerit [23, s. 161]

Murtotapa			Mallinnusparametrit <sup>1</sup>			Hyväksymiskriteerit <sup>1,2</sup>				
			Plastisten kiertymien kulma [rad]		Jäännöslujuuden suhde	Plastisten kiertymien kulma [rad]				
						Suoritustaso				
						IO	Rakenneosan tyyppi			
	Primääri	CP	LS	CP	LS		CP			
i. Palkkien taivutusmurto <sup>3</sup>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Poikittainen rauditus <sup>4</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≤ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≤ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Palkkien leikkausmurto <sup>3</sup>										
Hakaväli ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Hakaväli > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Riittämättömästä betonin ja raudituksen tartunnasta tai jatkospituudesta johtuva murto <sup>3</sup>										
Hakaväli ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Hakaväli > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Riittämättömästä terästen ankkuroinnista palkki-pilari-liitokseen johtuva murto <sup>3</sup>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
<div><div>1.</div><div>Lineaarinen interpolaatio taulukon arvojen välillä on sallittua.</div></div> <div><div>2.</div><div>Primääri- ja sekundäärikomponenttien vaatimukset on täytettävä sekundäärikomponentin hyväksymiskriteerit, kun täysi voima-venymä-kuvaaja on mallinnettu sisältäen lujuuden pienenemisen sekä jäännöslujuuden</div></div> <div><div>3.</div><div>Kun useampi kuin yksi ehdoista i – iv koskee tarkasteltavaa rakenneosaa, parametrinä käytetään pienintä sopivaa taulukon arvoa.</div></div> <div><div>4.</div><div>C:llä tarkoitetaan palkkia, jonka plastisen nivelen alueella hakaväli on ≤ d/3 tai jos rakenneosalta vaaditaan korkeaa sitkeyttä, leikkausraudoituksen tulee tuottaa vähintään kolme neljäsosaa mitoitusleikkauslujuudesta. NC:llä tarkoitetaan palkkia, joka ei täytä edellisiä vaatimuksia.</div></div>										

Suoritustaso –kohdassa IO tarkoittaa ”Immediate Occupancy”, eli maanjäristyksen jälkeiset muodonmuutokset eivät ole pysyviä. Rakenteet säilyttävät alkuperäisen lujuutensa ja jäykkyytensä ja rakennus voidaan ottaa heti käyttöön. LS tarkoittaa ”Life Safety”, eli maanjäristyksen jälkeisiä vaurioita sallitaan syntyvän, mutta välitöntä romahdusvaaraa ei ole. CP tarkoittaa ”Collapse Prevention”, eli rakenteiden sallitaan vaurioituvan siten, että ne kykenevät kantamaan pystykuormat, mutta sortumavaara on välitön, sillä rakenteilla on lujuutta ja jäykkyyttä jäljellä vain vähän. Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeessa rakennusten suunnitteluun jatkuvaa sortumaa vastaan on esitetty samanlainen taulukko mallinnusparametreista ja hyväksymiskriteereistä kuin taulukossa 3. Puolustusministeriön ohjeen taulukko on esitetty luvussa 6.1.2 taulukossa 10. On huomioitava, että puolustusministeriön taulukon arvot on tarkoitettu jatkuvan sortuman analysointia varten ja sen takia sallitut kiertymät ovat suuremmat kuin ASCEn ohjeessa. Sallittujen kiertymien arvot voivat olla yli kaksinkertaiset verrattuna ASCE:n ohjeeseen. [23, s. 10; 2, s. 61]

Rantalan diplomityössä verrataan eri standardien ja menettelyjen antamia taivutetun teräsbetonipalkin kiertymiskykyä tuella sekä plastista taipumaa kentässä. Rakenteena toimi kaksiaukkoisen paikallavalettu palkki, jonka jännemitat olivat 8 m ja poikkileikkauksen leveys 480 mm ja korkeus 780 mm. Rakenne mitoitettiin murtorajatilassa kimmoteorian mukaisille kuormille, jonka jälkeen analysoitiin rakenteen plastista kapasiteettia. Vertailun tulokset on esitetty seuraavalla sivulla taulukossa 4. DoD:n ohjeen sallimat suuremmat plastiset muodonmuutokset ASCE:n ohjeeseen verrattuna ovat helposti havaittavissa. [19, s. 80]

Taulukko 4: Teräsbetonipalkin kiertymiskyvyn vertailu tuella ja plastinen taipuma kentässä [19, s. 80]

Plastisen nivelen määritelmä / normi	$l_{pl}$ [mm]	$\theta_{pl}$ [rad]	$\theta_{pl}$ [°]	$\delta_{pl}$ [mm]
I.C.E. (1962)	1072	0,01384	0,793	32,4
Corley (1966)	870	0,01122	0,643	26,3
Sawyer (1964)	660	0,00852	0,488	20,0
Mattock (1967)	920	0,01188	0,681	27,8
Paulay ja Priestley (1992)	870	0,01124	0,644	26,3
Panagiotakos ja Fardis (2001)	1246	0,00804	0,461	18,8
Eurokoodi 2 luokka B	1442	0,00976	0,559	22,9
Eurokoodi 2 luokka C	1442	0,01860	1,066	43,6
BY 202	-*	0,03790	2,172	88,8
ASCE 41	-*	0,02100	1,203	49,2
DoD	-*	0,05200	2,979	121,9
* Ei määritelty				

## 4 Betonielementtirakentaminen

Tavanomaisimpia elementtirakenteisia runkotyyppejä ovat kantava pilari-palkki-runko elementtilaatastolla sekä kantavat seinät-laatat-runkotyyppi. Niin sanotussa valmisosarakentamisessa pyritään rakennusprojektin rakentamiseen käytettyä aikaa minimoimaan vähentämällä työmaalla tehtävän työn määrää. Betonirakentamisessa tämä tarkoittaa sitä, että elementit valmistetaan tehtaalla ja kuljetetaan työmaalle juuri ennen asennusta; työmaalla tarvitsee vain nostaa elementit paikoilleen, liittää toisiinsa ja asentaa sideteräkset elementtien väliin saumoihin, jonka jälkeen saumat valetaan umpeen. Paikallavalurakentamiseen verrattuna raudoitus- ja valutyöhön käytetty aika pienenee, eikä betonin kuivumista tarvitse odotella, vaan seuraavat rakenneosat saadaan asennettua heti edellisen elementin asentamisen jälkeen. [24, 25]

Työmaalla tehtävän työ määrän pienuus yhdistettynä suuriin, muuntojoustaviin jänneväleihin johtaa siihen, että rakenteissa hauraimpia osia ovat rakenneosien väliset liitokset. Lähtökohtaisesti pilari-palkki-runkoisen rakennuksessa rakenteiden väliset liitokset oletetaan nivelellisiksi, jolloin niihin ei suunnitella energiansitomiskykyä vaan rakenteen sitkeyttä parannetaan rakenneosien välille asennettavalla sidejärjestelmällä. Sidejärjestelmä tuo kyllä rakenteisiin sitkeyttä, mutta tarkasteltaessa tilannetta, jossa kantava pystyrakenne oletetaan poistuvaksi, ei sidejärjestelmän tuoma sitkeys ole riittävä rakenteissa esiintyviä kuormia vastaan, jotta vaihtoehtoinen rakennesysteemi saadaan muodostettua. Suuret jännevälit tarkoittavat myös, että kantavan rakenteen poistuessa rasitusten etäisyys ehjistä kuormaa kantavista rakenteista on pitkä, jolloin jäljelle jääneiden rakenteiden rasitukset kasvavat suuriksi ja onnettomuustilanteen kuormankantokyky heikkenee. [26, s. 82; 27, s. 91; 28 s. 103]

### 4.1 Pilari-palkki-rungon rakenteet

Pilari-palkki-rungon pystyrakenteena toimivat sananmukaisesti pilarit. Betonielementtipilarit voidaan toteuttaa joko yksikerrospilareina tai monikerrospilareina. Monikerrospilarit voivat olla jopa neljän kerroksen korkuisia, jolloin siihen liittyvät palkit ovat yksiaukkoisia. Rakennetarkastelussa monikerrospilari mitoitetaan sauvana, joka on nivelellisesti tuettu jokaisen kerroksen kohdalla. Mitoituksessa on huomioitava, että onnettomuustilanteessa pilaria tukeva palkki voi menettää kantavuutensa, jolloin pilarin nurjahduspituus pienenee ja kantavuus heikkenee oleellisesti. [29]

Vaakarakenteina pilari-palkki-rungossa käytetään joko elementtipalkkeja ja niihin tukeutuvia laattoja tai paikallavalulaattaa. Palkkeina voidaan käyttää jänne- tai teräsbetonipalkkeja, teräspalkkeja tai teräслиittopalkkeja. Betonipalkkien poikkileikkaukset ovat joko suorakaiteen muotoisia tai leukapalkkeja. Leukapalkit mahdollistavat matalammat rakennekorkeudet ja etenkin rakennusten keskellä tämä helpottaa talotekniikan putkituksia. Palkit voivat olla yksiaukkoisia tai jatkuvia, riippuen siitä käytetäänkö yksi- vai monikerrospilareita. Yleensä palkit ovat yksiaukkoisia, sillä elementtinä tehty jatkuva palkki asettaa ylimääräisiä haasteita esimerkiksi elementtiasennukselle. Pilarin yli jatkuvien palkkien käyttö olisi edullista tilanteessa, jossa kantava pystyrakenne menetetään; kun palkki jatkuu pilarin yli, on palkin ja pilarin liitoksessa varauduttu tukimomenttiin ja siten rakenne on sitkeämpi onnettomuustilanteessa. [29; 30]

Laattoina käytetään yleensä joko ontelo- tai kuorilaattoja. Ontelolaattojen paksuudet vaihtelevat 150 mm – 500 mm välillä, ja rakennetyypistä riippuen ontelolaatan päälle valetaan mahdollisesti pintavalu, joka voi myös toimia ontelolaatan yhteydessä liittorakenteena. Ontelolaattojen jänneväli suurimmillaan on n. 17 metriä, kun taas kuorilaatoilla

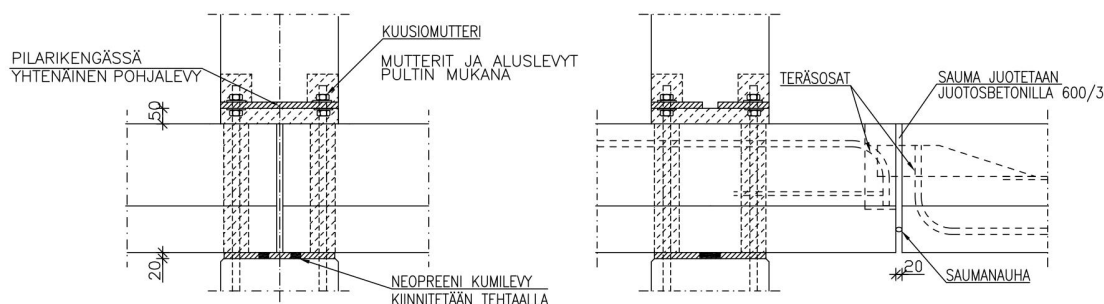
taas päästään maksimissaan 10 metrin jänneväleihin. Kuorilaatta toimii aina liittorakenteena kuorilaatan päälle valettavan pintavalun kanssa, rakennusvaiheessa pintavalua ei kuitenkaan välttämättä tarvita työaikaisten kuormien ollessa pienemmät kuin lopputilanteessa. Tyypillisesti kuorilaatan paksuudet vaihtelevat 100 mm – 150 mm välillä ja pintavalun paksuus on 100 mm – 200 mm. [29, 31]

## 4.2 Elementtirakenteiden liitokset

Betonelementtien välisten liitosten tulee pystyä välittämään monenlaisia kuormia rakeneosalta toiselle. Liitoksiin kohdistuu pysty- ja vaakavoimia ja niistä aiheutuu liitoksen eri osioihin puristus- ja vetojännityksiä sekä vääntöä. Liitokset mitoitetaan kuten rakeneosatkin normaaleissa käyttötilanteissa ja tilapäisissä tilanteissa, esimerkiksi rakentamisen ja korjaamisen aikana sekä onnettomuustilanteissa.

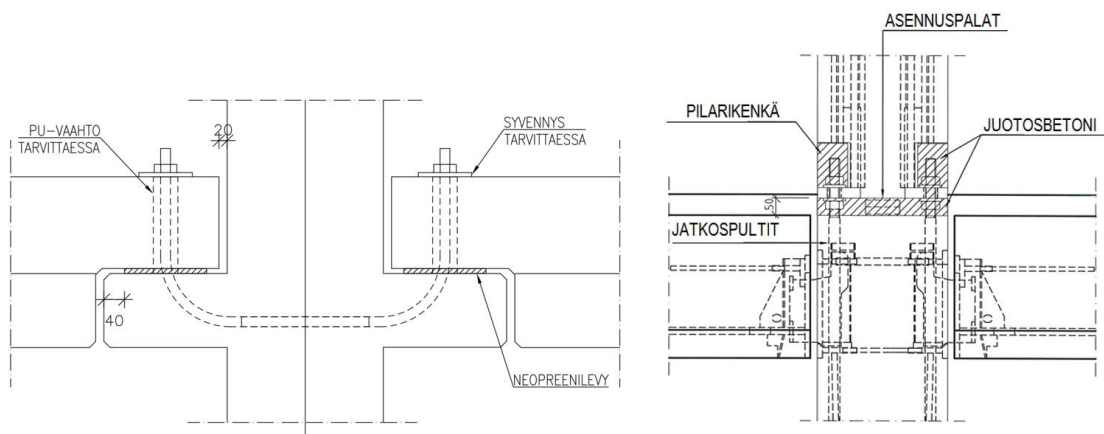
### 4.2.1 Elementtipalkkien liitokset pilareihin

Elementtipalkkien liitoksiin pilareihin vaikuttaa pilareiden muoto sekä se, onko kyseessä moni- vai yksikerrospilarit. Yksikerrospilareita käytettäessä palkit voidaan tukea pilarin päähän, jolloin pilarin suunnittelussa on huomioitava erityisesti palkkien liitosten tukipintojen riittävyys. Yksikerrospilarit mahdollistavat myös jatkuvien palkkien käyttämisen sekä palkkien väliset liitokset kentässä. Kun palkkien välinen liitos tehdään kentässä, voidaan niiden liitososat sijoittaa muualle kuin pilarilinjojen kohdalle, mikä antaa enemmän tilaa jännepalkkien punoksille ja rakenneosien välisille liitososille. Kuvassa 11 on esitetty yleisimmät palkkien ja yksikerrospilareiden liitosvaihtoehdot. [29]



Kuva 11: Betonelementtipalkkien liitokset yksikerrospilareiden kohdalla. [Muokattu lähteestä 32]

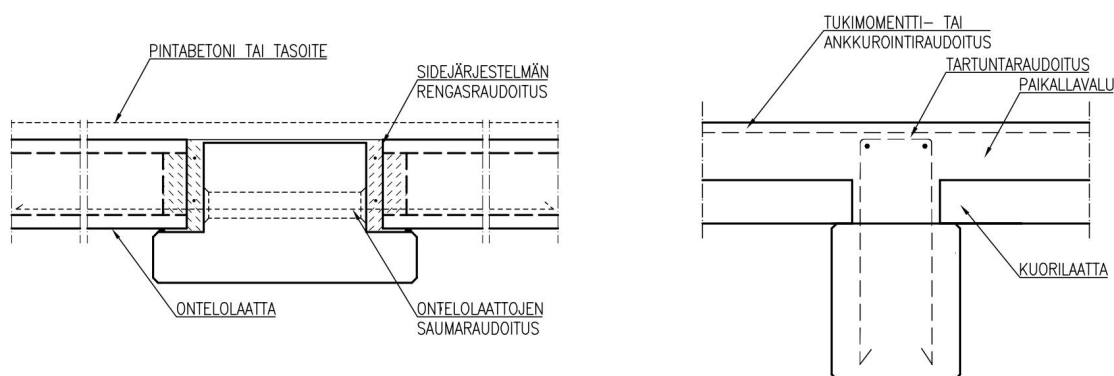
Monikerrospilareita käytettäessä palkit toimivat yksiaukkoisina ja liittyvät pilariin joko teräksisin piilokonsolein tai betonikonsolein avulla. Kuvassa 12 on esitetty palkkien konsoliliitos pilareihin.



Kuva 12: Betonelementtipalkkien konsoliliitokset monikerrospilareihin. [Muokattu lähteestä 33, s. 5; 32]

#### 4.2.2 Elementtilaattojen liitokset palkkiin

Kuvassa 13 on esitetty ontelolaattojen ja kuorilaattojen liitokset palkkiin. Ontelolaatan ja palkin uuman väliin jätetään vähintään 60 mm tilaa ja ontelolaatan tukipinnan reunaan asennetaan neopreeninauha, joka toimii tiivisteenä sekä asennusaikaisena tukena. Neopreeni levy tai -nauha elementtirakenteiden liitoksissa tasaa tukireaktiota jakaantumisalueella sekä sallii tuen kiertymisen nivelenä. Kuvasta havaitaan, että onnettomuustilanteessa ontelolaattataso on hauraampi rakenne kuin kuorilaattataso. Vaikka pintalaattaan asennettavalla raudoituksella voidaan ontelolaattatasoon saada jatkuvuutta rakenteisiin, halutaan pintalaatan paksuus ja rautamäärä yleensä minimoida, mikä heikentää rakenteen energiansitomiskykyä. Kuorilaattataso toimii paksun pintalaatan sekä kuorilaatan välisen tartunnan avulla lähes samalla tavalla kuin paikallavalettu laatta. Sillä on suurempi energiansitomiskyky kuin ontelolaattatasolla sekä paksumpi pintavalu mahdollistaa suuremmat rautamäärät palkkilinjojen kohdalle jatkuvan rakenteen aikaansaamiseksi. [29; 33, s. 1; 34, s. 1]



Kuva 13: Ontelolaatan ja palkin sekä kuorilaatan ja palkin juotosliitokset [Muokattu lähteestä 32]

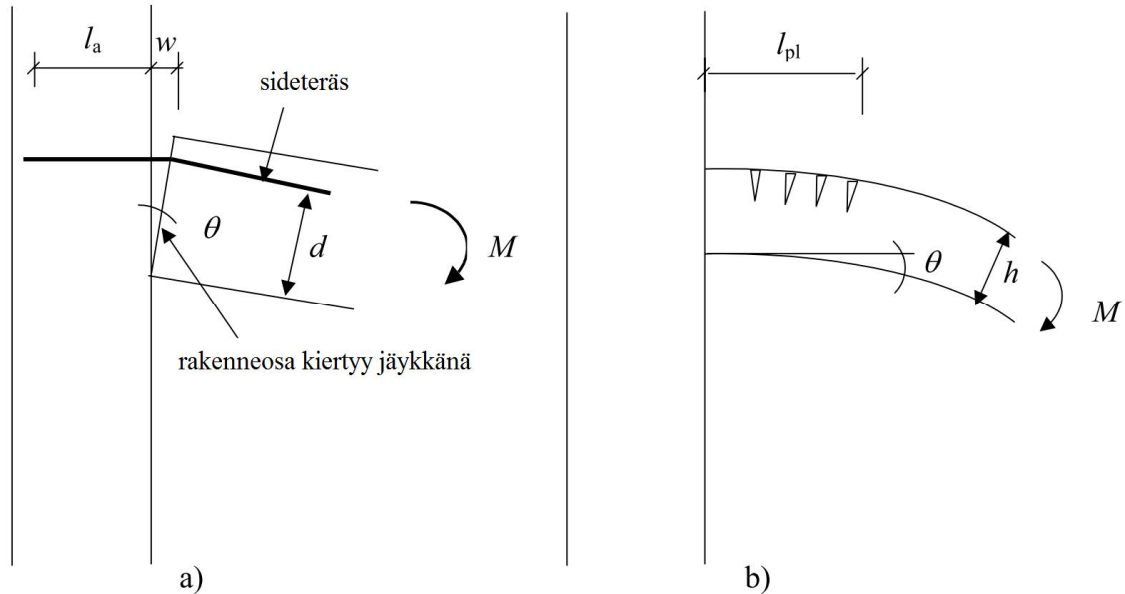
#### 4.2.3 Liitosten taivutuskapasiteetti

Nurkkapilarin poiston yhteydessä nurkasta seuraavan pilarin kohdalle muodostuu palkin yläpäähän negatiivinen tukimomentti. Tukimomentin kohdalle rakenteiden liitokseen muodostuu plastinen nivel, joka auttaa muodostamaan vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin rakenteisiin, mikä taas rajoittaa jatkuvan sortuman leviämistä. Kuvassa 12 esitettyjen yksiaukkoisten palkkien liitos pilariin ei tuo suoraan negatiivista momenttikapasiteettia eikä sitä normaalisti huomioida rakenteiden mitoituksessa. Tavallisesti, kuten seuraavassa luvussa 5 esitetään, saumaraudoituksen tehtävä on viedä vedetyn köysi- tai kalvorakenteen voimat edelleen jäykistäville rakenteille. Tällöin taivutuskapasiteettia ei tarvita, vaan liitoksella tulee olla vain riittävästi kiertymäkykyä sekä kapasiteettia vetovoimien välittämiseen edelleen seuraaville rakenneosille. Kuvassa 11 esitettyjen jatkuvien palkkien liitos pilariin kestää luonnostaan tukimomenttia, jota hyödynnetään jo murto- ja käyttörajatilamitoituksessa. Palkin omat teräkset toimivat myös ns. sidejärjestelmänä, joka mahdollistaa palkin toimimisen vedettynä kalvorakenteena, mutta palkkiin tukeutuvan laataston onnettomuustilanteen ankkuroinnin sekä laataston jäykistämisen vuoksi saumaraudoitus asennetaan myös jatkuvien palkkien keskimmäisen tuen kohdalle.

Yksiaukkoisten palkkien ja monikerrospilareiden liitosalueella plastinen nivel toimii eri tavalla kuin kohdassa 3 esitetty palkkiin muodostuva plastinen nivel, sillä kiertymää rajoittavaksi tekijäksi muodostuu sideterästen muodonmuutoskyky. Yksiaukkoisten palkkien liitos pilariin on taivutusjäykkyydeltään pienempi kuin siihen liittyvien rakenneosien, joten taivutuksesta aiheutuvat kiertymät keskittyvät liitosalueen sideteräksiin. Yksikerrospilarirakenteessa palkkien kulkiessa jatkuvina pilarilinjan läpi pilarin ja palkin



kohdan liitoksen jäykkyyden ollessa yhtä suuri tai suurempi kuin pilareiden tai palkkien taivutusjäykkyys, analysoidaan palkkiin muodostuvaa plastista niveltä kohdassa 3 esitetyllä tavalla. Kuvassa 14 on esitetty taivutusjäykkyydeltään heikon ja vahvan liitoksen kiertymien muodostuminen. [35, s. 287, 292]

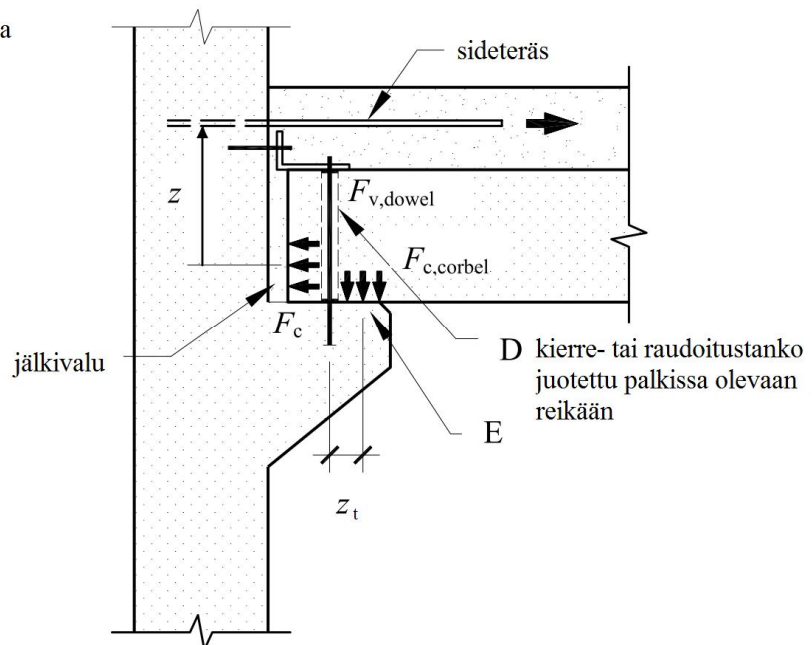


Kuva 14: Taivutusjäykkyydeltään heikon ja vahvan liitoksen kiertymä [muokattu lähteestä 35, s. 287]

Kuvassa 15 on esitetty elementtipalkki-pilari-liitoksen taivutusmomenttikapasiteettiin vaikuttavat tekijät kun käytetään monikerrospilaria ja yksiaukkoisia palkkeja. Kuva esittää reunapilaria, mutta keskipilarin kohdalla pilarin toiselle puolelle tulee samanlainen konsoliliitos, ja sideteräs jatketaan seuraavaan kenttään. [35, s. 292]

$F_{\text{dowel}}$  = vetovoima tangossa

$F_{\text{c,corbel}}$  = puristusvoima konsolilla



Kuva 15: Palkki-pilariiliitoksen taivutuskapasiteettiin vaikuttavat tekijät [muokattu lähteestä 35, s. 292]

Kuvassa 15 esitettävässä palkki-pilari-konsoliliitoksessa negatiivista momenttikapasiteettia tuo lähinnä sideterästen vetokapasiteetti ja saumavalujen betonin puristuskapasiteetti  $F_c$ . Myös konsolin pintaan muodostuva voimapari tangon vedosta sekä konsolin puristuksesta tuo negatiivista momenttikapasiteettia, mutta niiden tuoma lisäys on verrat-

tain pieni ja jätetään siksi yleensä huomioimatta. Betonin puristuskapasiteettia  $F_c$  arvioi-  
dessa on huomioitava, että jälkivalussa käytettävä betonilujuus on yleensä pienempi kuin  
elementtipilarin ja –palkin betonilujuus, mikä rajoittaa kapasiteetin suuruutta. Puristus-  
kapasiteetti  $F_c$  onnettomuustilanteessa lasketaan kaavalla 6. [35, s. 292-293]

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad (6)$$

missä

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250MPa}$$

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuus onnettomuustilanteessa

$b$  on puristusalueen leveys

$x$  on puristusalueen korkeus

Taivutusmomenttikapasiteetin ollessa suurimmillaan betonin puristuskapasiteetti on ol-  
tava yhtä suuri kuin raudoituksen vetokapasiteetti, joka saadaan kaavalla 7.

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s \quad (7)$$

missä

$f_{yd}$  on raudoituksen maksimijännitys onnettomuustilanteessa =  $f_{yk}$

$A_s$  on sideterästen pinta-ala

Liitoksen taivutusmomenttikapasiteettia  $M_{pl,Rd}$  arvioitaessa tulee määrittää betonin puris-  
tuspinnan korkeus  $x$  ja puristuspinnan painopisteen etäisyys vetoraudoituksen painopis-  
teestä, jonka jälkeen momenttikapasiteetti saadaan kaavalla 8. [muokattu lähteestä 35, s.  
293]

$$M_{pl,Rd} = \min(F_c \cdot z, F_s \cdot z) \quad (8)$$

missä

$F_c$  on betonin puristuskapasiteetti

$z$  on puristuspinnan painopisteen etäisyys vetoraudoituksen painopis-  
teestä

Kuvassa 15 on esitetty liitoksen toiminta negatiivisille tukimomentille. Liitoksen positiiv-  
inen momenttikestävyys muodostuu konsolista tulevan tangon leikkausvoiman sekä  
poikkileikkauksen yläpään puristuskapasiteetin välisestä voimaparista. Liitoksen sitkeys  
on pieni, kuten myös tangon leikkauskapasiteetin tuoma momenttikapasiteetti, joten mi-  
käli halutaan hyödyntää elementtipalkin ja nurkkapilarin liitoksen taivutuskapasiteettia  
positiiviselle momentille, tulee liitos suunnitella muulla tavoin.

Jatkuvalla palkilla negatiivinen momenttikapasiteetti muodostuu palkin yläpinnan teräk-  
sistä sekä niiden etäisyydestä puristetun betonin painopisteestä. Myös sidejärjestelmän  
teräkset tuovat taivutuskapasiteettia, mutta niiden tuoma lisäkapasiteetti verrattuna palkin  
omiin teräksiin on pieni.

## 5 Onnettomuusmitoitus eurokoodeissa

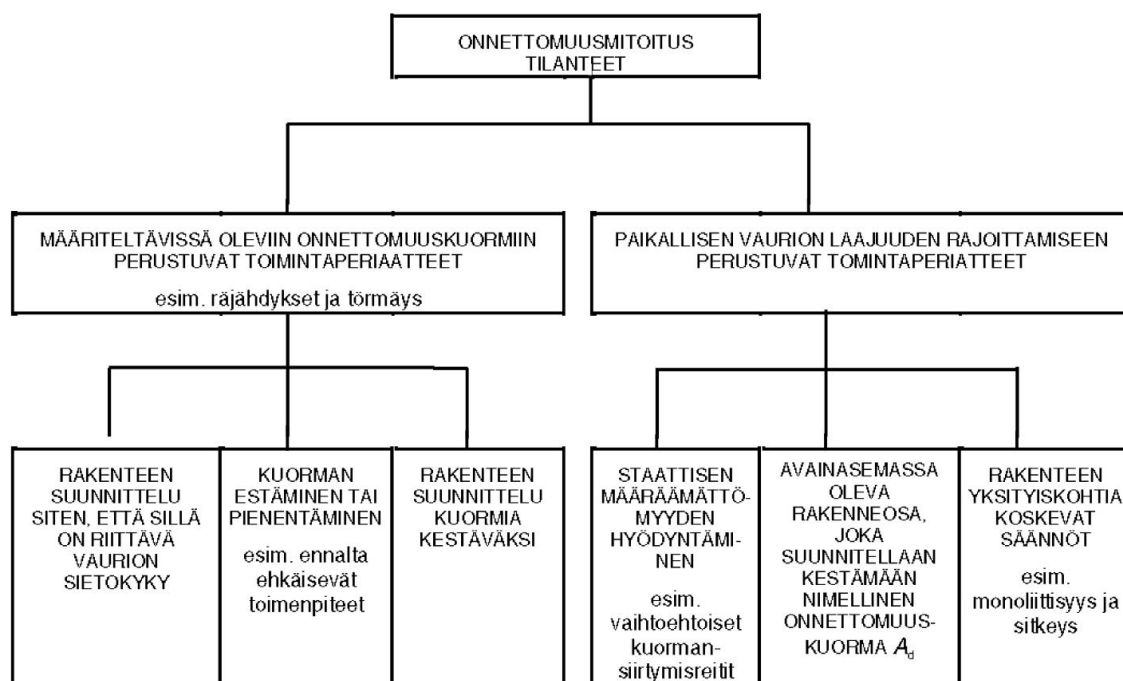
Suomessa käytettävissä rakenteiden suunnittelua ohjaavissa Eurokoodeissa esitetään, että rakenteet on suunniteltava normaaleille mitoitustilanteille, tilapäisille mitoitustilanteille, onnettomuusmitoitustilanteille sekä maanjäristysmitoitustilanteille. Näistä maanjäristysmitoitustilannetta ei yleensä tarvitse Suomessa huomioida. Lisäksi vaaditaan mitoitustilanteiden käsittävän kaikki sellaiset tilanteet, joita voi esiintyä rakenteen rakentamisen sekä käyttöön aikana. Jatkuvan sortuma lukeutuu onnettomuusmitoitustilanteihin. Onnettomuusmitoitustilanteissa paikalliset vauriot ovat sallittuja, koska niitä ei välttämättä voida täysin estää, mutta vaurio ei saa vaarantaa koko rakenteen kestävyyttä eikä stabiiliutta. Lisäksi vaurioituneessa rakenteessa on pystyttävä suorittamaan pelastustoimenpiteitä. [36 s. 52;10, s. 26; 37 s. 6]

Onnettomuusmitoitustilanteessa käytettävät onnettomuuskuormien yhdistelmät on esitetty seuraavassa taulukossa 5. Eurokoodissa SFS-EN 1991-1-7 annetaan onnettomuusmitoitustilanteiden toimintaperiaatteet, jotka on esitetty seuraavalla sivulla kuvassa 16.

Taulukko 5: Onnettomuuskuormien yhdistelmissä käytettävät kuormien mitoitusarvot [37 s.6]

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määräävä onnettomuuskuorma tai maanjäristyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_d$	$\psi_{11}Q_{kl}(**)$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Maanjäristys(***) (Yht. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_I A_{Ek}$ tai $A_{Ed}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$	

(\*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.  
(\*\*) Pääasiallisen kuorman ollessa jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma käytetään kuitenkin arvoa  $\psi_{21}$ .  
(\*\*\*) Maanjäristysmitoitusta sovelletaan vain tilaajan niin edellyttäessä. Katso myös standardia SFS-EN 1998-1



Kuva 16: Toimintaperiaatteet onnettomuusmitoitustilanteissa [10, s. 24]

Kuvassa 16 esitetyjä toimintaperiaatteita avataan enemmän seuraavissa luvuissa.

## 5.1 Ennakoitaviin onnettomuuskuormiin perustuvat toimintaperiaatteet

Mikäli rakenteeseen ennakoidaan kohdistuvan onnettomuuskuormia, voidaan rakenteet suunnitella siten, että niillä on riittävä vaurionsietokyky. Rakenne suunnitellaan joko kestämään kyseiset onnettomuuskuormat tai vaihtoehtoisesti riittävän sitkeiksi, jolloin rakenteisiin voi syntyä suuriakin muodonmuutoksia rakenteiden murtumatta. Esimerkiksi ajoneuvon törmäyksestä rakenteisiin syntyvät kuormat voidaan arvioida ja rakenteet suunnitellaan kestämään kyseiset kuormat. Mikäli rakenne on epäedullista mitoittaa onnettomuuskuormia vastaan, voidaan kuormaa pienentää tai jopa estää sen syntymisen kokonaan. Esimerkiksi räjähdystä vastaan on mahdollista suunnitella paineenpurkausluukut, jotka pettävät räjähdyksessä ja näin rakennuksen sisäpuolinen paine pääsee purkautumaan luukkuja kautta aiheuttamatta isompia vaurioita. Tällöin myös jatkuvan sortuman todennäköisyys on pienempi. Seuraavalla sivulla olevassa kuvassa 17 on Dallasissa sijaitsevan moottoritietä kannattavien pilareiden välille rakennettu betoniaita, joka estää alemmalla moottoritieellä liikenteen suuntaiset törmäykset pilareihin. Tällä tavalla saadaan turvattua ihmishenkiä, kun auto ei pääse törmäämään suoraan pilariin eikä vastaan-tulevaan liikenteeseen ja pienennettyä pilareihin kohdistuvia törmäyskuormia. [10, s. 26]



Kuva 17: Törmäyseste Dallasin moottoritiellä Yhdysvalloissa [38, 2015]

Rakenteeseen voidaan myös suunnitella esimerkiksi betonielementtien saumoihin asennettava sidejärjestelmä, jolla taataan riittävä vaurionsietokyky. Palotilanteessa betonirakenteet mitoitetaan Eurokoodin SFS-EN 1992-1-2: Yleiset säännöt, rakenteiden palomitoitus -ohjeen mukaan määrätylle palonkestoajalle, jolloin niiden oletetaan kantavan palon aikana esiintyvät kuormat. Palotilanteessa rakenteisiin voi syntyä suuria muodonmuutoksia sekä lämpölaajenemisia, jotka on huomioitava suunnittelussa. Tulipalosta ei myöskään saa syntyä paikallista sortumaa osastoiviin rakenteisiin vaadittuna palonkestoajana, jotta rakenteiden tiiviys saadaan ylläpidettyä koko palonkestoajan. [1, s. 13]

## **5.2 Paikallisen vaurion laajuuden rajoittamiseen perustuvat toimintaperiaatteet**

Paikallisen vaurion laajuutta voidaan rajoittaa hyödyntämällä rakenteiden staattista määräämättömyyttä, jolloin vauriotilanteessa rakenteisiin syntyy vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Tässä työssä keskitytään tutkimaan juuri vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostamista. Paikallisen vaurion laajuuden rajoittamiseen perustuvissa toimintaperiaatteissa onnettomuuskuorman syy on määrittelemätön, jonka takia toimintaperiaatteet toimivat monessa tapauksessa. Kyseiset toimintaperiaatteet voivat myös parantaa vaurionsietokykyä esimerkiksi ulkopuolisia räjähdyksiä, sodankäyntiä ja terrorismia vastaan. Mikäli rakenneosan vaurioitumisesta johtuvaa vaurion laajenemista ei voida rajoittaa, antaa Eurokoodi SFS-EN 1991-1-7 mahdollisuuden mitoittaa rakenneosa avainasemassa olevana, jolloin se suunnitellaan kestävänsä onnettomuuskuorma  $A_d$ . Tätä työtä tehdessä viimeistelyvaiheessa olevassa Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 Kansallisessa liitteessä esitetään, että mikäli kantavan pystyrakenteen vauriosta johtuvaa sortumaa ei voida rajoittaa, tulee rakenteen kestävyyttä kasvattaa. Kestävyys kasvattaminen tapahtuu joko ylimi-

toittamalla rakenne kertomalla kyseisen pystyrakenteen normaalivoiman mitoitusarvo luvulla 2 tai käyttämällä avainasemassa olevan rakenneosan menettelyä siten, että rakennuksen vaurionsietokyky oleellisesti kasvaa.

Ennalta määrittelemättömän onnettomuuskuorman suuruutta ja tapahtumataajuutta ei voida ennustaa etukäteen. Tällöin riskianalyysin avulla laaditaan suunnitteluvaatimuksissa se, kuinka kestäväksi rakennus rakennetaan erilaisia onnettomuudesta aiheutuvia seurauksia vastaan. Estettäviä seurauksia voi olla esimerkiksi henkilövahingot, laitteiden ja koneiden vaurioitumiset tai prosessien keskeytymiset. Ylikuormitus ei yksinään ole selittänyt aikaisemmin sattuneita onnettomuuksia, joten kuormituksen tai kuormitusten osavarmuuskertoimien kasvattaminen ei välttämättä suojaa rakenteita ennakoimattomilta onnettomuuskuormilta. [10, s. 14, 24; 11 s. 5, 10; 14, s. 14]

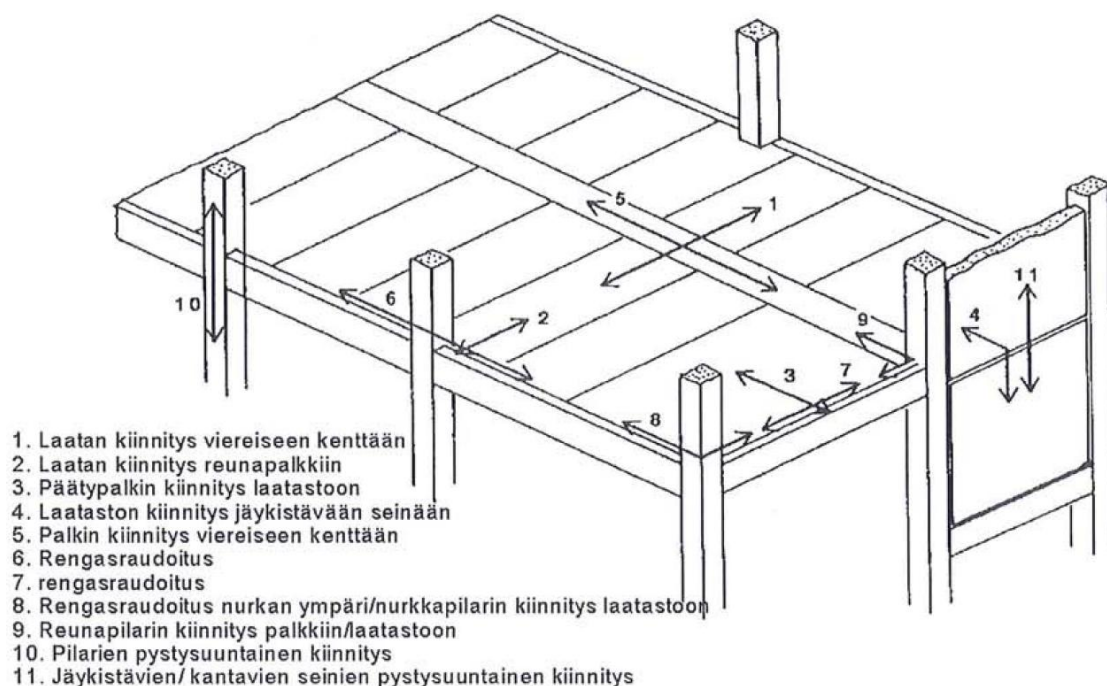
### 5.3 Jatkuvan sortuman hallinta

Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 liitteessä A esitetään jatkuvan sortuman hallintaan sääntöjä ja menetelmiä. Eurokoodissa rakenteet jaotellaan seuraamusluokkiin CC1, CC2 ja CC3 riippuen rakenteen vaurion tai vian aiheuttamista vahingoista. Seuraamusluokat onnettomuusrajatiloissa sekä niiden määrittely on esitetty taulukossa 6. Seuraamusluokat CC2 ja CC3 on jaoteltu vielä alaluokkiin a ja b, joista a-luokassa vahingot ovat kevyemmät ja b-luokassa vakavammat. Rakennuksen riittävä vaurionsietokyky on varmistettava joko sidejärjestelmien avulla tai käyttämällä vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Mikäli vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei pystytä muodostamaan tai sen suunnittelu johtaa liian vaativiin teknisiin ratkaisuihin, käytetään poistettavan pilarin kohdalla avainasemassa olevan rakenneosan menettelyä. Kuitenkaan koko rakennuksen kaikkia pystyrakenteita ei voida suunnitella avainasemassa olevina rakenneosina. [11, s. 4-5]

Taulukko 6: Seuraamusluokkien määrittely [mukailtu lähteestä 10 s. 14]

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyyppin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
CC1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot
CC2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta <sup>1)</sup> tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m
CC2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
CC3a	9-15 kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
CC3b	Muut yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> rakennukset Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan
<sup>1)</sup> Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.	
<sup>2)</sup> Kellarikerrokset mukaan luettuina.	

Seuraamusluokan CC1 rakennuksia ei tarvitse tarkastella määrittelemättömästä syystä aiheutuvien onnettomuuskuormien varalta jos rakennus on muuten suunniteltu Eurokoodien mukaisesti. Seuraamusluokassa CC2a käytetään CC1 luokan toimenpiteiden lisäksi joko vaakasiteitä tai vaakarakenteiden ankkurointia pystyrakenteisiin. Seuraamusluokissa CC2b ja CC3a vaakarakenteissa käytetään vaakasiteitä ja kantavissa pystyrakenteissa pystysiteitä, joiden lisäksi pystyrakenteet sidotaan vaakarakenteeseen. Vaativimmassa seuraamusluokassa CC3b on rakennuksen täytettävä samat vaatimukset kuin seuraamusluokkaan CC3a kuuluvan rakennuksen. Sen lisäksi rakennukseen on suoritettava järjestelmällinen riskinarviointi, jossa huomioidaan sekä ennalta määritellyt että määrittelemättömät onnettomuustilanteet. Lisäksi on tarkistettava, ettei rakennus menetä stabiilitettiaan, eikä paikallinen vaurio laajene yli hyväksytyjen rakenteiden, kun rakennuksesta ajatellaan poistuvan mikä tahansa pilari, sitä tukeva palkki tai kantavan seinän lohko, vaan jäljelle jäävät rakenteet toimivat välipohjarakenteen korkuisena ulokkeena. Rakennuksen sidejärjestelmän tarkoituksena on lisätä liitosten sitkeyttä ja varmistaa rakenteiden monoliittista toimintaa myös onnettomuustilanteissa ja rajoittaa paikallisen vaurion laajenemista vauriotilanteessa muodostettavien köysirakenteiden avulla. Sidejärjestelmän eri osat on esitetty kuvassa 18. [11 s. 5-6, 1, s. 14]



Kuva 18: Pilari-palkki-runkoisen rakennuksen sidejärjestelmä [1, s. 19]

Teoria sidejärjestelmien taustalla on vajaa, eikä niillä suunniteltaessa voida sanoa, millainen varmuus rakennuksella on jatkuvaa sortumaa vastaan. Kuitenkin sidejärjestelmällä taataan rakennukseen sitkeyttä ja jatkuvuutta, jotka mahdollistavat kuormien uudelleenjakautumisen. Joissain tapauksissa sidejärjestelmän avulla saadaan myös jatkuvan sortuman todennäköisyyttä pienennettyä riittävälle tasolle. Aikaisemmin tehdyissä tutkimuksissa Mikkola (2012), Aittola (2014) ja Sipiläinen (2015) ovat todenneet, että poistettaessa pilari rakennuksen keskeltä ei Eurokoodien sidevoimamenetelmällä muodostettava vaihtoehtoinen rakennesysteemi ole kapasiteetiltaan riittävä verrattuna köysiteorioiden ja FEM-analyysien antamiin tuloksiin. On siis todennäköistä, että myöskaan vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostaminen rakennuksen nurkissa ei Eurokoodien sidejärjestelmän avulla ole mahdollista. [26, s. 82; 27, s. 91; 28, s. 103]

## 5.4 Vaakasiteiden mitoitus

Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 Kansallisessa liitteessä esitetään, että jokainen välipohja ja yläpohja on varustettava jatkuvilla, välipohjien reuna-, pilari- ja seinälinjoja pitkin kulkevilla rengassiteillä sekä toisiaan vastaan kohtisuoraan sijoitetuilla sisäpuolisilla siteillä. Vaakasiteet voidaan muodostaa puu-, teräs- tai alumiiniprofiileista, betoniin asennettavalla raudoituksella tai niiden yhdistelmillä. Siteet on mitoittettava seuraavissa luvuissa esitetyille voimille. [11 s. 6]

### 5.4.1 Rengas- ja sisäpuoliset siteet

Seuraamusluokissa CC2a ja CC2b pysyvän kuorman ominaisarvo  $g_k$  määrittää sidevoiman  $T$ , joka määritellään rengassiteille ja sisäpuolisille siteille kaavojen 9 ja 10 avulla. Sidevoimien arvot interpoloidaan, jos pysyvän kuorman ominaisarvo on välillä 1,0 - 2,0  $\text{kN/m}^2$ .

Kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo  $g_k \geq 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$T_i = \min(s \cdot 20 \text{ kN/m}, 70 \text{ kN}) \quad (9)$$

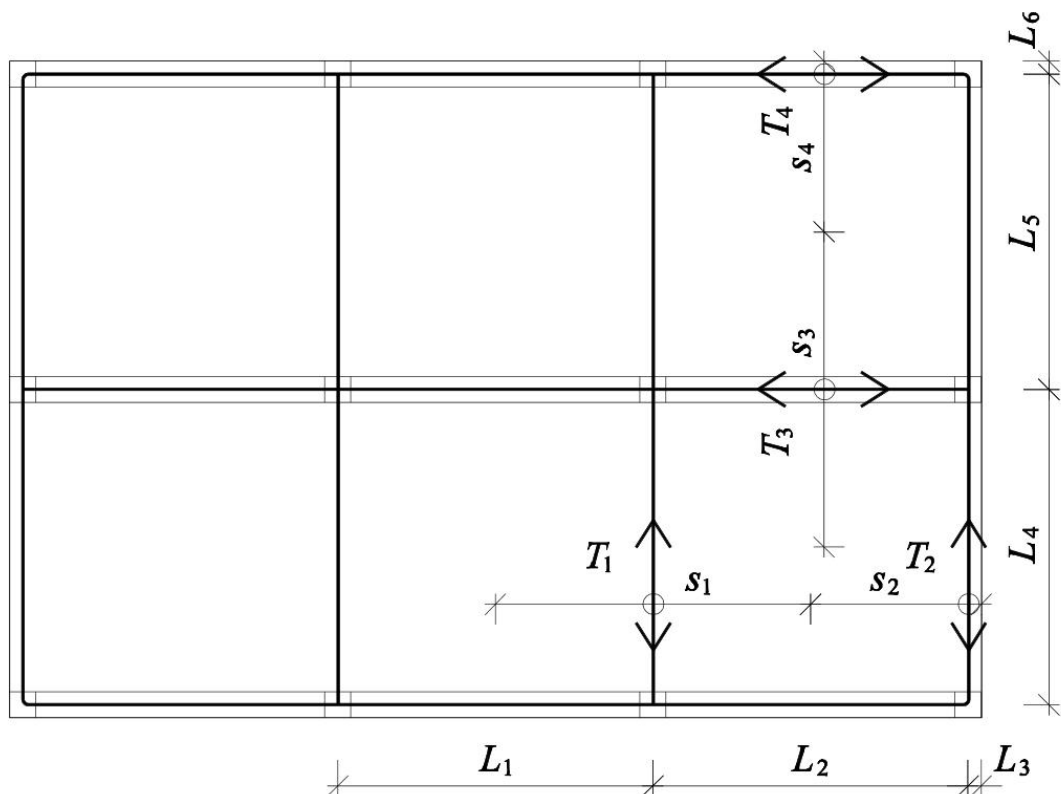
Kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo  $g_k \leq 1,0 \text{ kN/m}^2$

$$T_i = \min(s \cdot 3 \text{ kN/m}, 10 \text{ kN}) \quad (10)$$

missä

$T_i$  on sidevoima

$s$  on sidevoimien kertymäleveys, leveyden määrittäminen on esitetty kuvassa 19



Sidevoimat:

$$T_1 : s_1 = (L_1 + L_2)/2$$

$$T_2 : s_2 = L_3 + L_2/2$$

$$T_3 : s_3 = (L_4 + L_5)/2$$

$$T_4 : s_4 = L_6 + L_5/2$$

Kuva 19: Sidevoiman kertymäleveyden  $s$  määrittäminen vaakasiteiden voimien  $T_i$  määrittämisessä [11 s. 7]



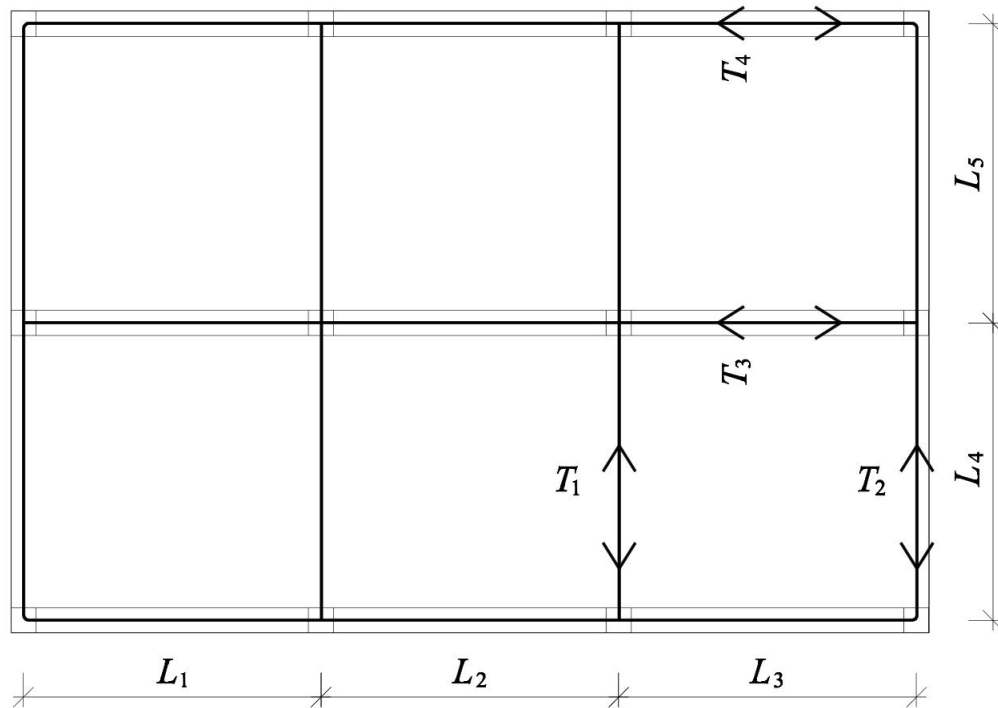
Vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo  $g_k$  määrittää sidevoimat myös seuraamusluokissa CC3a ja CC3b. Rengassiteiden ja sisäpuolisten siteiden sidevoimat määritellään kaavan 11 avulla.

$$T_i = \min\left(\frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i q_k)}{\frac{6 \frac{kN}{m^2}}{5m}} \cdot s, F_t \cdot s\right) \quad (11)$$

missä

- $F_t$  on pienempi arvoista 48 kN/m tai  $(16+2,1n_s)$  kN/m
- $g_k$  on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaispaino. Jos vaakaraken-  
teella on useampia muuttuvia kuormia, kertymisleveydellä  $s$  vaikuttavat  
muuttuvat kuormat lasketaan yhteen onnettomuusrajatilan yhdiste-  
lysäänöillä
- $\psi_i$  on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusmitoitustilan-  
teessa
- $q_k$  on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo
- $s$  on sidevoimien kertymäleveys, jonka määrittäminen on esitetty kuvassa 19
- $n_s$  on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa
- $z$  on arvio poistettavan rakenteen korvaavan köysirakenteen jännevälin  
puolikkaasta, määrittäminen on esitetty kuvissa 20a (pilari-palkki-runko) ja  
20b (kantavat seinät-laatta-runko)

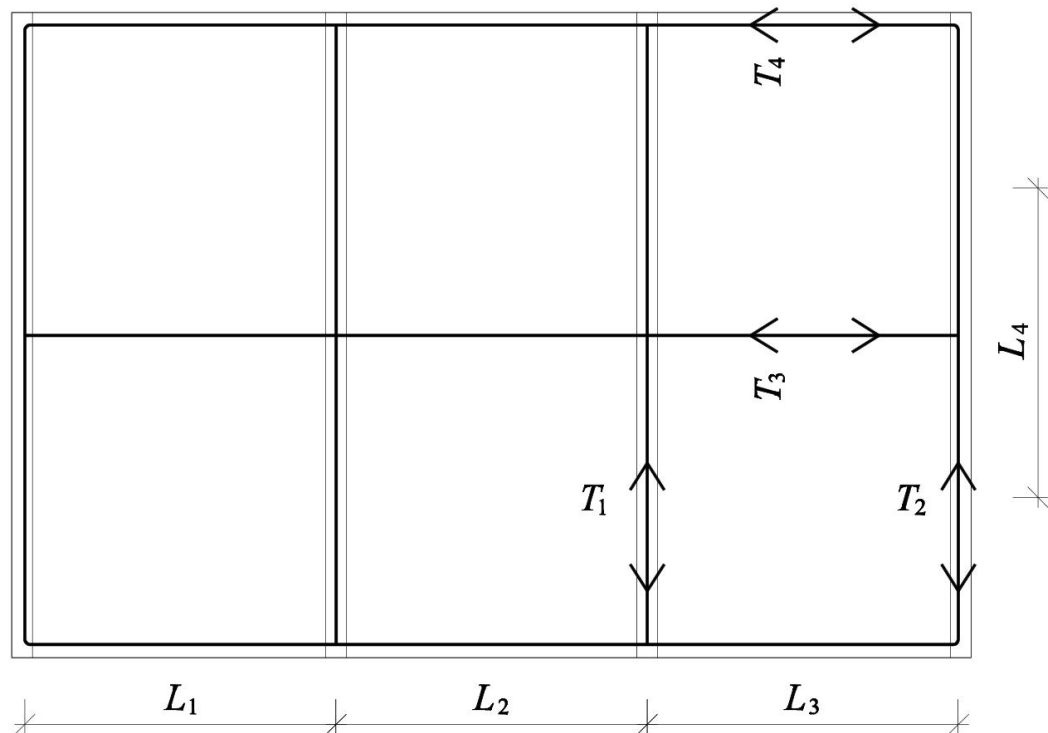
a)



Sidevoimat:

$$T_1 \text{ ja } T_2: z = \max(L_4, L_5) \quad T_3 \text{ ja } T_4: z = \max(L_1, L_2, L_3)$$

b)



Sidevoimat:

$$T_1 \text{ ja } T_2: z = L_4/2 \quad T_3 \text{ ja } T_4: z = \max(L_1, L_2, L_3)$$

Kuvat 20a ja 20b: Mitan  $z$  määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa [11, s. 8]

Kuvassa 20b näkyvä  $L_4$  on kantavan seinälohkon nimellispituus, joka on sivusuuntaisena tukina toimivissa betoniseinissä sekä muuratuissa ja puu- tai metallirankaisissa väliseinissä joko pystysuuntaisten rakenneosien välinen etäisyys tai 2,25 kertaa kerrokorkeus, kumpi vain on pienempi. Muuratuissa ulkoseinissä sekä puu- tai metallirankaisissa ulkoseinissä kantavan seinälohkon nimellispituus on sivusuuntaisena tukena toimivien pystysuuntaisten rakenneosien välinen etäisyys. [11 s. 6-8, 11]

#### 5.4.2 Pystyrakenteiden ankkurointi välipohjaan

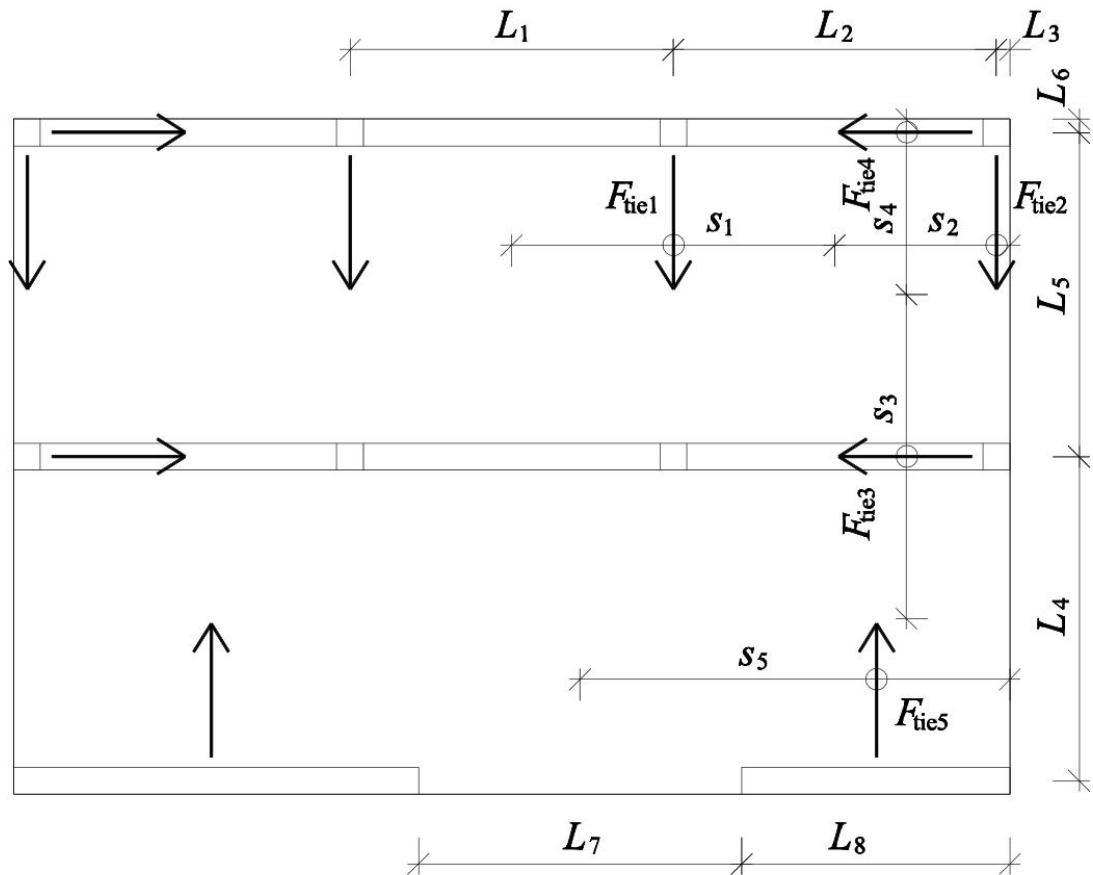
Rakennuksen ulkoreunalla sijaitsevat kantavat pystyrakenteet on sidottava väli- ja yläpohjien rakenteisiin. Kuten vaakasiteiden määrittämisessä, pysyvän kuorman ominaisarvo  $g_k$  määrittää sidottavan voiman suuruuden. Seuraamusluokissa CC2a ja CC2b sidontavoimat määräytyvät kaavojen 12 ja 13 avulla. Kun pysyvän kuorman ominaisarvo  $g_k \geq 2,0 \text{ kN/m}^2$ , käytetään kaavaa 12. Kaavaa 13 käytetään, kun  $g_k \leq 1,0 \text{ kN/m}^2$ . Pysyvän kuorman ominaisarvon ollessa välillä  $1,0 - 2,0 \text{ kN/m}^2$  sidontavoimien arvot interpoloidaan.

$$F_{tie} = \min\left(20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s, 150 \text{ kN}\right) \quad (12)$$

$$F_{tie} = \min\left(3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s, 150 \text{ kN}\right) \quad (13)$$

joissa

$s$  on sidontavoiman kertymäleveys, joka määritellään kuvan 21 mukaisesti



Sidevoimat:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2)/2$$

$$T_2: s_2 = L_3 + L_2/2$$

$$T_3: s_3 = (L_4 + L_5)/2$$

$$T_4: s_4 = L_6 + L_5/2$$

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2)/2$$

Kuva 21: Sidontavoiman kertymäleveyden  $s$  määrittäminen [11, s.11]

Seuraamusluokissa CC3a ja CC3b sidevoimat määräytyvät myös pysyvän kuorman ominaisarvon  $g_k$  perusteella. Jos  $g_k$  on alle  $2,0 \text{ kN/m}^2$ , sidevoimat voidaan määrittää hankekohtaisesti. Kun  $g_k \geq 2,0 \text{ kN/m}^2$ , sidevoimat määritellään kaavan 14 avulla.

$$F_{tie} = \max\left(F_T \cdot \frac{h}{2,5m} \cdot s, 2 \cdot F_t \cdot s\right) \quad (14)$$

missä

$F_t$  on pienempi arvoista  $48 \text{ kN/m}$  tai  $(16+2,1n_s) \text{ kN/m}$

$h$  on kerrokorkeus

$s$  on sidevoiman kertymäleveys, joka määritellään kuvan 21 mukaisesti

$n_s$  on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa

Rakennuksen nurkassa sijaitsevat pilarit on sidottava kummassakin suunnassa. Kohdassa 5.4.1 määriteltyjä rengassiteitä ja sisäpuolisia siteitä voidaan käyttää pilareiden sidontaan, mikäli raudoitus on ankkuroitu pilariin. [11 s. 10-11]

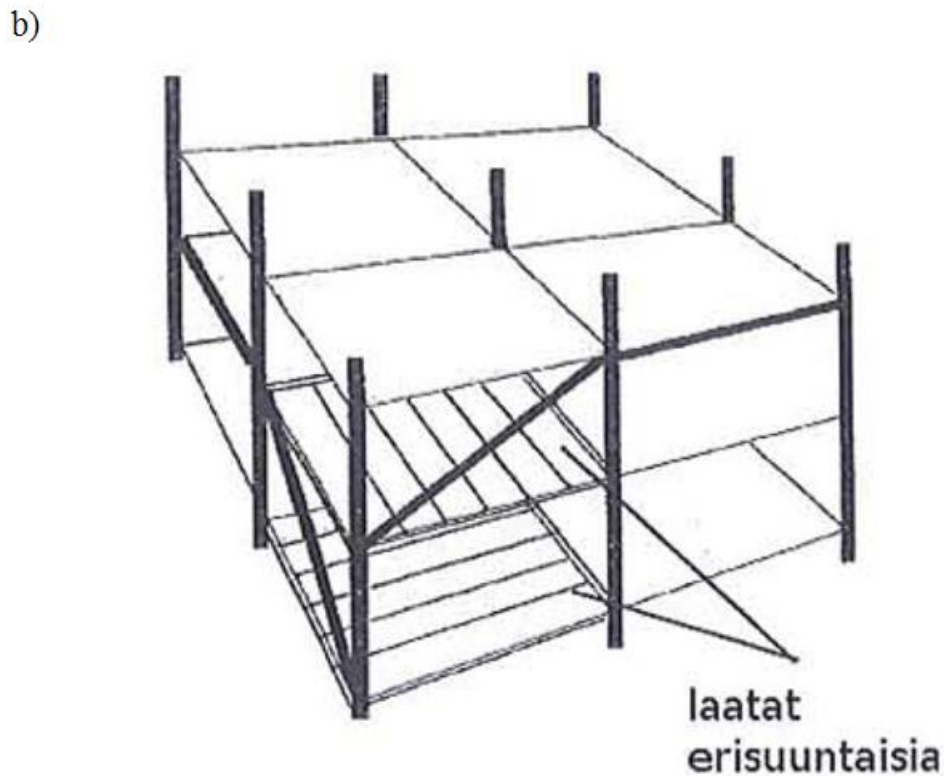
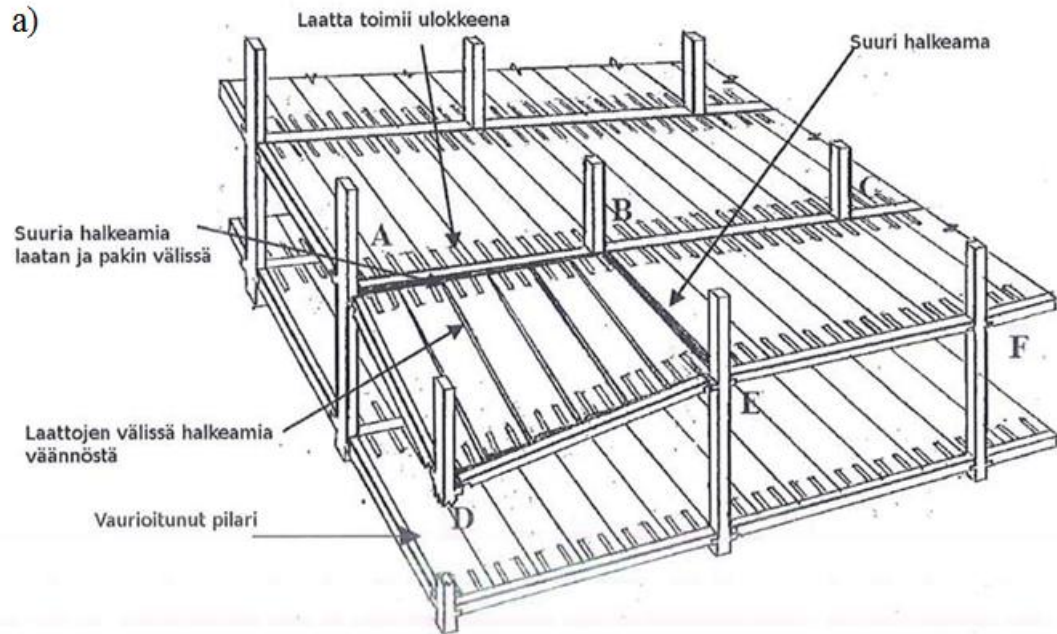
### **5.5 Pystysiteet**

Kantavat pystyrakenteet tulee varustaa jatkuvalla sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle. Kantavien rakenteiden pystysiteiden tulee kestää onnettomuustilanteen mitoitusyhdistelmien suurin vetovoima, joka kertyy pystyrakenteelle yhdestä kerroksesta. Rakenteet tulee myös ankkuroida yläpuoliseen kerrokseen. Kantavassa seinässä pystysiteitä voidaan ryhmitellä korkeintaan kuuden metrin jaolla, ja niiden on sijaittava alle kolmen metrin etäisyydellä seinän vapaasta päästä. [11 s. 11]

## 6 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Kantavan rakenneosan vaurioituminen ei saa aiheuttaa vaurion etenemistä yli hyväksytyjen rajojen, vaan jäljelle jäävien ehjien rakenneosien on muodostettava vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti, jonka avulla kannetaan vaurioituneen pystyrakenteen kantamat kuormat. Yleisesti vaihtoehtoisissa kuormansiirtoreiteissa jäljelle jääneet rakenteet toimivat palkki-, köysi- ja kalvorakenteina, jolloin rakenneosiin ja niiden välisiin liitoksiin sallitaan plastisten nivelten muodostuminen sekä suuret muodonmuutokset, koska suunnittelun päämääränä on, että rakennuksen sortuma saadaan estettyä. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin syntyminen edellyttää, että vaurioitumattomilla rakenteilla on ylimääräistä kapasiteettia, jotta vaurioituneen rakenteen kuormat saadaan kannatettua. Myös useampi kerros vaurioituneen rakenteen päällä lisää vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien löytymisen todennäköisyyttä. Puutteet rakenteiden jatkuvuudessa sekä rakenteiden, materiaalien ja liitosten sitkeydessä ovat tärkeimpiä tekijöitä rakennuksen haavoittuvuuden kannalta, sillä näissä tapauksissa rakenteilta puuttuu kyky absorboida paikallisen vaurion vapauttamaa energiaa. [3, s. 17; 39, s. 2936]

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin luomiseen voidaan käyttää myös rakenneosia, jotka toimivat kantavina rakenteina vain onnettomuustilanteissa, kun suuria muodonmuutoksia normaalitilanteeseen nähden on syntynyt. Tällainen ratkaisu on esimerkiksi ripustusjärjestelmä rakennuksen nurkassa. Seuraavalla sivulla olevassa kuvassa 22 on esitetty vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit, a-kuvassa palkit toimivat ulokkeina ja rakenteeseen syntyy plastiset nivelet pisteisiin A ja E. B-kuvassa on taas esimerkki edellä mainitusta ripustusjärjestelmästä, joka alkaa kantaa kuormia nurkkapilarin vaurioituessa. Suunnittelussa tulee myös huomioida, että vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit aiheuttavat usein vaakavoimia, jotka tulee siirtää väli- ja yläpohjarakenteissa edelleen jäykistäville rakenteille. [1, s. 5, 12]



Kuva 22: Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit nurkkapilarin vaurioituessa [1, s.12]

Vaikka vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti esitellään Eurokoodeissa suunnittelumenetelmäksi jatkuvan sortuman hallinnassa, ei sen suunnitteluun anneta ohjeistusta. Yhdysvalloissa ohjeistuksia vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien suunnitteluun on annettu esimerkiksi DoD:n ohjeistuksessa "Unified facilities criteria (UFC) - Design of buildings to resist progressive collapse" vuodelta 2009, GSA:n tekemässä ohjeistuksessa "Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance" vuodelta 2013 sekä NIST:n ohjeessa "Best practises for reducing the potential for progressive collapse in buildings" vuodelta 2007.

## 6.1 DoD - Design of buildings to resist progressive collapse

Yhdysvaltojen puolustusministeriön eli DoD:n ohje ”Design of buildings to resist progressive collapse” on osa ”Unified facilities criteria” -sarjaa (UFC), jonka asiakirjat määrittelevät suunnittelun, rakentamisen, ylläpidon, korjaamisen ja modernisoinnin kriteerit armeijan ja puolustusviraston rakennuksiin sekä puolustusministeriön kenttätoimintoihin. Yhdysvaltain puolustusministeriön ohje tarjoaa tarvittavat suunnitteluvaatimukset jatkuvan sortuman todennäköisyyden pienentämiseksi uusille ja olemassa oleville rakennuksille, joissa tapahtuu paikallinen vaurioituminen ennalta määrittelemättömästä syystä. Ohjeen mukaan vähintään kolmikerroksiset puolustusministeriön rakennukset - kellari-kerrokset mukaan luettuina - on suunniteltava jatkuvaa sortumaa vastaan. Jos rakennuksen käytävissä olevasta pinta-alasta yli 25 % on puolustusministeriön hallussa, on koko rakennus suunniteltava puolustusministeriön ohjeiden mukaisesti. Koska vaurion aiheuttaneet kuormitukset eivät ole tiedossa, ei vaurioita pystytä kokonaan estämään. Ohjeen tarkoituksena onkin vähentää lukuisten ihmishenkien menetyksen todennäköisyyttä onnettomuustilanteessa. [2, s. 1, 3; 40, s. FW]

UFC-sarjassa rakennukset jaotellaan viiteen luokkaan riippuen rakennuksen käytöstä ja mahdollisten vaurioiden aiheuttamasta seuraamuksista. Luokkaan I kuuluu seuraamuksiltaan keveimmät rakennukset ja luokkaan V kuuluu tärkeimmät ja olennaisimmat rakennukset, joiden vaurioitumisilla olisi vakavat seuraukset. ”Design of building to resist progressive collapse” -ohjeessa vaativimmat luokat IV ja V on yhdistetty IV -luokkaan. Suunnitteluvaatimukset jatkuvan sortuman estämiseksi vaihtelevat luokittain ja ne on esitetty taulukossa 7. [2, s. 7; 40, s. 7-8]

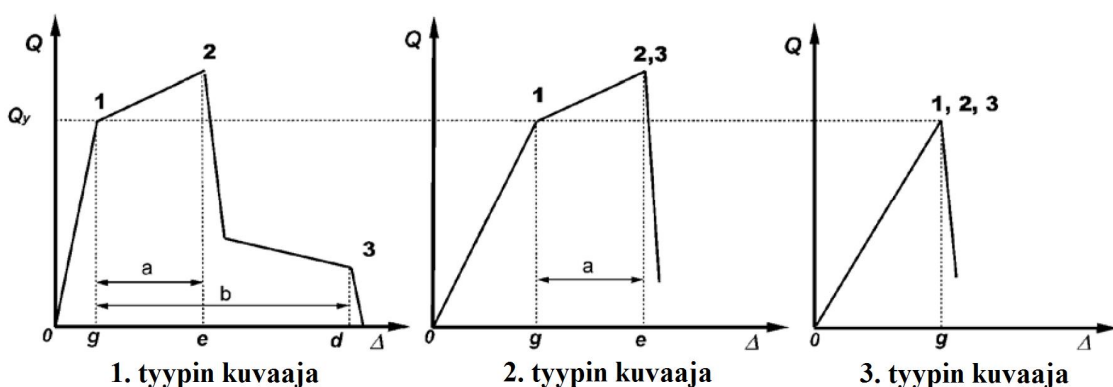
Taulukko 7: Suunnitteluvaatimukset eri käyttöluokan rakennuksille [mukailtu lähteestä 2, s. 8]

Rakennuksen käyttöluokka	Suunnitteluvaatimus
I	Ei vaatimuksia
II	Vaihtoehto 1: Sidevoimamenetelmä koko rakennukselle ja paikallisen kestävyysparantaminen ensimmäisen kerroksen nurkkapilarille sekä nurkasta seuraavalle pilarille tai seinille. <b>TAI</b> Vaihtoehto 2: Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu poistettavien pilareiden tai seinien alueelle.
III	Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu poistettavien pilareiden tai seinien alueelle sekä paikallisen kestävyysparantaminen kaikilla ensimmäisen kerroksen ulkokehän pilareilla tai seinillä.
IV	Sidevoimamenetelmä ja vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu poistettavan pilarin ja seinän alueella sekä paikallisen kestävyysparantaminen kaikilla ensimmäisen kerroksen ulkokehän pilareilla tai seinillä.

Jos sidevoimamenetelmiä käytettäessä pystysuuntaisen rakenneosan kapasiteetti ei täytä vaadittua sidevoimaa, rakenneosa joko suunnitellaan uudestaan tai vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä käyttäen osoitetaan, että sortumaa ei tapahdu. Vaakasuuuntaisille rakenneosille ei vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä saa käyttää kapasiteettien ollessa riittämättömät, vaan vaakasuuuntainen rakenneosa on aina suunniteltava uudestaan. Luokissa I-III paikallisessa vahvistamisessa taivutuskapasiteetin lisäystä ei vaadita, vaan rakenteiden leikkauslujuudelle sekä rakenteiden välisille liitoksille annetaan suuremmat vaatimukset.

Luokassa IV pilareiden taivutuskapasiteettia kasvatetaan kertoimella 2 ja seinien taivutuskapasiteettia kertoimella 1,5. [2, s.9-11]

Rakenteiden mitoitus vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä käytettäessä perustuu rajatilasuunnitteluun. Rakenteiden suunnittelulujuutta, joka saadaan nimellislujuuksista lujuuksien osavarmuuslukujen avulla, verrataan vaadittuun kestävyysasteeseen, joka saadaan kuormista kuormien osavarmuuslukujen avulla. Suunnittelulujuuden tulee olla yhtä suuri tai pienempi kuin vaadittu lujuus. Primäärirakenteiden ja sekundääristen rakenteiden käyttäytymismallit jaetaan sitkeään ja hauraaseen käyttäytymiseen. Jako käyttäytymismallien välillä tehdään kuvassa 23 esitettyjen voima-siirtymä-kuvaajien avulla. Primääriosiksi määritellään rakenneosat, jotka osallistuvat pystyrakenteen poistumisesta johtuvan jatkuvan sortuman estämiseen. Muut rakenneosat määritellään sekundäärisiksi. [2, s. 28-29]



Kuva 23: Sitkeään ja hauraan käyttäytymisen määrittäminen voima-siirtymä-kuvaajasta [mukailtu lähteestä UFC-4-023, s. 31]

Kuvassa 23 1. ja 2. tyypin kuvaajat esittävät sitkeän rakenneosan käyttäytymistä, joka välillä 0-1 käyttäytyy elastisesti ja myötörajan  $Q_y$  jälkeen tapahtuu plastista myötölujittumista kohtaan 2 asti. Tämän jälkeen rakenneosa menettää kapasiteettinsa. 1. tyypin kuvaajassa piste 3 kuvaa siirtymää, jossa rakenne menettää mahdollisen jäännöslujuutensa. 3. tyypin kuvaaja taas kuvaa hauraan rakenneosan käyttäytymistä, jossa rakenne käyttäytyy elastisesti aina kantokykynsä menettämiseen asti, jolloin pisteet 1, 2 ja 3 ovat samassa kohtaa. Primäärisen rakenneosan katsotaan käyttäytyvän sitkeästi, jos sillä on tyypin 1. tai 2. kuvaaja, ja siirtymä kaksinkertaistuu pisteiden 1 ja 2 välillä. Jos siirtymä kasvaa vähemmän kuin kaksinkertaisesti tai jos rakenneosa käyttäytyy 3. tyypin kuvaajan kaltaisesti, katsotaan rakenneosan käyttäytyvän hauraasti. Sekundäärinen rakenneosa käyttäytyy sitkeästi, jos sillä on tyypin 1. tai 2. kuvaaja ja siirtymä kaksinkertaistuu pisteiden 1 ja 2 välillä. Sekundäärinen rakenneosa on hauras, jos siirtymä ei kaksinkertaistu pisteiden 1 ja 2 välillä, tai jos rakenneosa käyttäytyy 3. tyypin kuvaajan mukaisesti. Kun arvioidaan sitkeiden rakenteiden käyttäytymistä, materiaalien ja rakenneosien kestävyyskinä käytetään kestävyyksien tilastollista keskiarvoa. Haurailta rakenteilla taas kestävyyskinä käytetään kestävyysasteen alaraja-arvoja, jotka ovat yhden keskihajonnan verran tilastollisen kestävyysasteen keskiarvon alapuolella. [2, s. 30-31]

### 6.1.1 Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointi

Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointiin esitetään puolustusministeriön ohjeessa kolme tapaa: lineaarinen staattinen, epälineaarinen staattinen ja epälineaarinen dynaaminen menetelmä. Menetelmät noudattavat ASCEn standardia 41 pienin muutoksin, jotta jatkuvaan sortumaan liittyvät asiat huomioitaisiin paremmin. Esimerkiksi osa ASCE



41:n kriteereistä materiaalien muodonmuutoskyvyille sekä lujuuksille on korvattu puolustusministeriön ohjeessa. Jos vauriot eivät ylitä hyväksymisrajoja, vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostumisen vaatimukset täyttyvät. Jos analyysissa yhdenkään rakenneosan vauriot ylittävät hyväksytyt rajat, ei rakennus täytä vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostumisen vaatimuksia. [2, s. 28, 40]

Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostuminen on tutkittava, kun ulkokehän pilari poistetaan rakennuksen nurkista sekä läheltä rakennuksen pidemmän ja lyhyemmän sivun keskiosaa. Lisäksi ulkokehän pilari on poistettava esimerkiksi silloin, jos rakenteen tasogeometria vaihtuu merkittävästi tai jos vierekkäisten pilareiden kuormitus on erisuuruiset. Ulkokehän pilarin poistaminen on tutkittava ensimmäisessä maanpäällisessä kerroksessa, rakennuksen keskikorkeuden kohdalta, ylimmästä kerroksesta ja pilarijatkoksen tai pilarikoon muutoksen yläpuolisesta kerroksesta. Sisempien pilareiden poistamisen vaikutukset tutkitaan vain kerroksissa joissa on parkkitiloja tai joihin on julkinen pääsy. Sisäpilarin vaurioituminen on tutkittava läheltä rakennuksen lyhyemmän ja pidemmän sivun keski-kohtaa sekä julkisten tilojen kulmassa. [2, s. 30-31]

Lineaarista staattista analyysimenetelmää voidaan käyttää rakennuksissa, joiden runko on säännöllinen. Jos rakennuksen rungossa on epäsäännöllisyyksiä, tulee rakenteiden käyttöasteiden pysyä alle kahden, jotta osat toimisivat lineaarisesti. Yli yhden oleva käyttöaste sallitaan, jotta plastiset muodonmuutokset tulevat huomioitua. NIST:n ohjeessa kuitenkin todetaan, että käyttöasteen rajoitus voi perustua rakenteiden taivutuskäyttäytymiseen eikä leikkaus- tai normaalivoimakäyttäytymiseen, jotka hauraina ilmiöinä voivat olla vielä kriittisempiä jatkuvan sortuman ennustamisen kannalta. Jos onnettomuustilan rasitukset ovat yhdelläkään rakenneosalla yli kaksi kertaa rakenteen mitoituslujuuden verran, ei lineaarista staattista analyysimenetelmää voida käyttää. Epälineaarisen staattisen ja dynaamisen analyysimenetelmän käyttöille ei esitetä rajoituksia. Rakennemalliin kehoitetaan mallintamaan vain primäärirakenneosat. Jos sekundääriosia mallinnetaan, niiden jäykyydet ja kapasiteetit on asetettava nolaksi, jotta ne eivät pienennä primäärirakenneosien rasituksia ja muodonmuutoksia. Analysointiin käytetään kahta kuormitustapausta: ensimmäisellä tutkitaan rakenteiden sitkeää käyttäytymistä ja toisella haurasta käyttäytymistä. Eri analysointimenetelmissä käytetyt kuormitusyhdistelmät on esitetty kaavoissa 15 ja 16. [2, s. 40-52; 3, s. 50, 167]

$$G = \Omega(1,2D + (0,5L \text{ tai } 0,2S)) \quad (15)$$

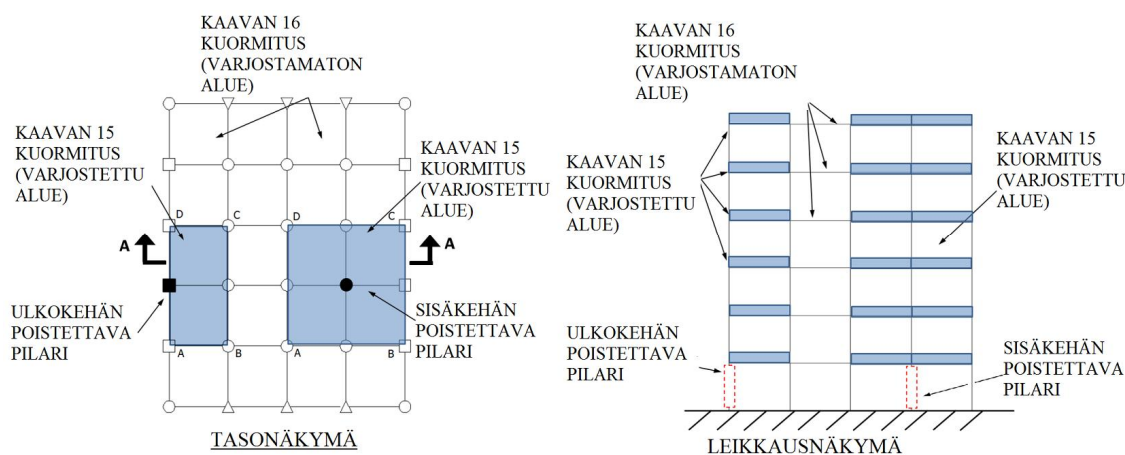
$$G = 1,2D + (0,5L \text{ tai } 0,2S) \quad (16)$$

joissa

- $\Omega$  on kuormituskerroin
- D on tason ja julkisivun pysyvät kuormat
- L on tasojen hyötykuormat
- S on lumikuorma

Kaavaa 15 käytetään staattisissa analyysimenetelmissä poistettavan pystyrakenteen yläpuolella sekä poistettavaan pystyrakenteeseen tukeutuissa kentissä. Kaavaa 16 käytetään staattisissa analyyseissa kauempana poistettavasta pystyrakenteesta ja muissa kuin pystyrakenteisiin liittyvissä kentissä sekä epälineaarisessa dynaamisessa analyysissa koko rakenteelle. Kuormituksen jakoalueet on esitetty seuraavalla sivulla kuvassa 24. Toisin kuin lineaarisessa staattisessa analyysissa, epälineaarisessa staattisessa menetelmässä ohjeistetaan, että kuormitusta kasvatetaan askel askeleelta vähintään 10 askeleen verran nolasta lopulliseen arvoonsa. Epälineaarisessa dynaamisessa analyysissa kuormitusta läh-

detään kasvattamaan koko mallissa nolasta maksimiin, kunnes rakenneosien tasapaino-tila on saavutettu. Tämän jälkeen mallista poistetaan kantava pystyrakenne. Poistamiseen käytetty aika saa olla enintään kymmenesosa rakennuksen, josta pystyrakenne on jo poistettu, välipohjan ominaistajuutta vastaavasta pystysuuntaisen värähtelyn jaksonajasta. Mitä nopeammin pystyrakenne poistuu, sitä suuremmat dynaamiset vaikutukset poistosta aiheutuu. Siten välittömällä pystyrakenteen poistolla saadaan rasisusten yläraja-arvot, jotka tosin voivat olla turhankin konservatiivisia. [2, s. 43-54; 41, s. 84]



Kuva 24: Kuormitusten jakoalueet pilari-palkkirunkoisen rakennuksen rakennemallissa [mukailtu lähteestä 42, s. 23]

Kaavassa 15 oleva kuormituskerroin  $\Omega$  vaihtelee analyysimenetelmästä ja tutkittavasta rakenteesta riippuen. Lineaarisessa staattisessa analyysissä hauraille rakenteille kuormituskertoimen  $\Omega$  arvo on kaksi. Sitkeille rakenteille teräsbetonirakennuksissa kertoimen  $\Omega$  arvo määritellään kaavoilla 17 ja 18. Kaavaa 17 käytetään pilari-palkki-runkoisessa rakennuksessa ja kaavaa 18, kun rakennuksessa käytetään kantavia seiniä. [2, s. 44-45]

$$\Omega = 1,2m_{LIF} + 0,8 \quad (17)$$

$$\Omega = 2m_{LIF} \quad (18)$$

missä

$m_{LIF}$  on pienin pilariin tai seinään tukeutuvan palkin tai seinäelementin kerroin, jolla kuvataan rakenneosan sitkeyttä, arvot vaihtelevat väliltä 1,75-19

Epälineaarisessa staattisessa menetelmässä kuormituskerroin  $\Omega$  on dynaaminen lisäkerroin, joka betonirakenteille on enintään kaksi. Kertoimen suuruuteen vaikuttaa rakenteen sallitun plastisen käyrityksen ja myötökäyrityksen suhde. [2, s. 50-51]

### 6.1.2 Ohjeet teräsbetonirakennuksille analysoinnissa

Puolustusministeriön ohjeessa materiaalien lujuutta korjataan materiaalin lujuuskertoimilla kohti materiaalin lujuuden tilastollista keskiarvoa. Kertoimet annetaan ASCE:n standardissa 41. Teräsbetonirakenteille vuoden 2006 ASCE 41 –standardissa käytetyt kertoimet on esitetty seuraavalla sivulla olevassa taulukossa 8. [2, s. 59]

Taulukko 8: Kertoimet, joilla materiaalin lujuus kasvatetaan tilastolliseen keskiarvoon [23, s. 151]

Materiaalin ominaisuus	Kerroin
Betonin puristuslujuus	1,50
Betoniraudoituksen veto- ja myötölujuus	1,25
Liitosterästen myötölujuus	1,50

Rakenneosien kestävyyttä pienennetään lujuuden pienennyskertoimella  $\phi$ . Pienennyskertoimella huomioidaan mitoituskaavojen epätarkkuudet ja alilujuuden mahdollisuus materiaalin lujuus- ja mittaepätarkkuuksien takia. Kertoimella myös kuvastetaan rakenneosan tärkeyttä rakenteessa ja käytössä olevaa sitkeyttä sekä vaadittua luotettavuutta kuormituksen vaikutuksille. Lujuuden pienennyskertoimet on esitetty taulukossa 9. [2, s. 59; 43, s. 341]

Taulukko 9: Lujuuden pienennyskertoimet [43, s. 341]

Rasitus tai rakenneosa		$\Phi$	Poikkeukset
(a)	Momentti, normaalivoima tai niiden yhdistelmä	0,65 - 0,90	Esijännitettyjen rakenneosien päätyjen läheisyydet
(b)	Leikkaus	0,75	Lisävaatimuksia rakenteille, jotka on suunniteltu maanjäristyksiä vastaan
(c)	Väöntö	0,75	-
(d)	Laakeri	0,65	-
(e)	Jälkijännitettyjen rakenteiden ankurointialueet	0,85	-
(f)	Kannakkeet ja konsolit	0,75	-
(g)	Vasat, siteet, solmukohdat ja laakerialueet, jotka on suunniteltu ristikkomenetelmällä	0,75	-
(h)	Betonielementtien liitosten teräsosat, joihin kohdistuu vetoa	0,9	-
(i)	Betonielementit	0,6	-
(j)	Betonielementtien ankkuroinnit	0,45 - 0,75	-

Puolustusministeriön ohjeen taulukoissa annetaan mallinnusparametreja ja sallittuja kiertymiä. Taulukoissa annetaan myös kuormituskertoimien laskennassa käytettäviä m-kertoimia teräsbetonipalkeille, kaksisuuntaisille laatoille sekä laatta-pilari-liitokselle. Ohjeen parametreilla korvataan osa ASCE 41-standardissa esitetyistä parametreista, joissa ei ole huomioitu esimerkiksi materiaalin epälineaarista käyttäytymistä. Teräsbetonipalkin mallinnusparametrit sekä sallitut plastiset kiertymät on esitetty seuraavalla sivulla taulukossa 10. Taulukko 10 on samankaltainen kohdassa 3.3.4 esitetyn taulukon 3 kanssa, mutta sallitut plastiset muodonmuutokset ovat suurempia. Tämä johtuu siitä, että taulukon arvot on tarkoitettu jatkuvan sortuman analysointiin, jolloin suuret muodonmuutokset ovat sallittuja. [2, s. 61]

Taulukko 10: Teräsbetonipalkin mallinnusparametrit [2, s.61]

Murtotapa			Mallinnusparametrit <sup>1</sup>			Hyväksymiskriteerit <sup>1,2</sup>		
			Plastisten kiertymien kulma [rad]	Jään- nöslu- juuden suhde	Plastisten kiertymien kulma [rad]			
						Rakenneosan tyyppi		
						Primääri	Sekundääri	
a	b	c						
i. Palkkien taivutusmurto <sup>3</sup>								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Poikittaisen raudoitus <sup>4</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3	0.063	0.10	0.2		0.063	0.10
≤ 0.0	C	≥ 6	0.05	0.08	0.2		0.05	0.08
≤ 0.5	C	≤ 3	0.05	0.06	0.2		0.05	0.06
≤ 0.5	C	≥ 6	0.038	0.04	0.2		0.038	0.04
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.05	0.06	0.2		0.05	0.06
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.025	0.03	0.2		0.025	0.03
≤ 0.5	NC	≤ 3	0.025	0.03	0.2		0.025	0.03
≤ 0.5	NC	≥ 6	0.013	0.02	0.2		0.013	0.02
ii. Palkkien leikkausmurto <sup>3</sup>								
Hakaväli ≤ d/2			0.003	0.02	0.2		0.002	0.01
Hakaväli > d/2			0.003	0.01	0.2		0.002	0.005
iii. Riittämättömästä betonin ja raudoituksen tartunnasta tai jatkospituudesta johtuva murto <sup>3</sup>								
Hakaväli ≤ d/2			0.003	0.02	0		0.002	0.01
Hakaväli > d/2			0.003	0.01	0		0.002	0.005
iv. Riittämättömästä terästen ankkuroinnista palkki-pilari-liitokseen johtuva murto <sup>3</sup>								
			0.015	0.03	0.2		0.01	0.02
<div><div>1. Lineaarinen interpolaatio taulukon arvojen välillä on sallittua. Primääri- ja sekundäärirakenneosien määrittely tehdään kohdan 6.1 s. 41 mukaisesti.</div><div>2. Primääri- ja sekundäärikomponenttien vaatimukset on täytettävä sekundäärikomponentin hyväksymiskriteerit, kun täysi voima-venymä-kuvaaja on mallinnettu sisältäen lujuuden pienenemisen sekä jäännöslujuuden</div><div>3. Kun useampi kuin yksi ehdoista i – iv koskee tarkasteltavaa rakenneosaa, parametrimina käytetään pienintä sopivaa taulukon arvoa.</div><div>4. C:llä tarkoitetaan palkkia, jonka plastisen nivelen alueella hakaväli ≤ d/3. Lisäksi, jos rakenneosalta vaaditaan korkeaa sitkeyttä, tulee leikkausraudoituksen tuottaa vähintään kolme neljäsosaa mitoitusleikkauslujuudesta. NC:llä tarkoitetaan palkkia, joka ei täytä edellisiä vaatimuksia.</div></div>								

Puolustusministeriön ohjeessa ei anneta suosituksia teräsbetonirakennukselle jänneväleitä, rakenteista tai liitoksista, joilla saataisiin jatkuvan sortuman hallinta helpommin suunniteltua. [2, s. 60]

## **6.2 GSA - Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance**

GSA:n ohjeen tarkoituksena on pienentää jatkuvan sortuman todennäköisyyttä Yhdysvaltojen liittovaltioiden rakennuksissa, saada aikaan johdonmukainen turvallisuustaso liittovaltioiden tiloissa sekä tuoda yhteneväisyyttä eri tahojen turvallisuusstandardeihin, niiden ajattelumalleihin, päätöksentekomenetelmiin ja sovelluksiin. Ohjeistuksessa ei oteta kantaa pystyrakenteen vaurion syyhyn, vaan jatkuvan sortuman todennäköisyyttä vähennetään joko vaurion todennäköisyyttä pienentämällä tai käyttämällä vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Vaurion todennäköisyyttä pienennetään sekä kasvattamalla rakenneosien kapasiteettia että käyttämällä vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä, joilla estetään vaurion laajeneminen. Hyväksytyn sortuman rajoina on ulkokehän kantavan pystyrakenteen vaurioituessa 15 % kyseisen kerroksen lattia-alasta ja sisemmän pilarin vaurioituessa 30 % kyseisen kerroksen lattia-alasta. Sortuma saa tapahtua enintään yhdessä kerroksessa. Puolustusministeriön ohjeistuksen mukaiset, Eurokoodien kaltaiset sidevoimamenetelmät sekä avainasemassa olevan rakenneosan kestävyysparantamiseen perustuva menetelmä on jätetty GSA:n ohjeista kokonaan pois. [42, s. 1, 7, 17-18, 31]

Liittovaltioiden julkiset rakennukset luokitellaan turvallisuustasojen perusteella. Rakennukset pisteytetään niissä suoritettavien toimintojen kriittisyyden, rakennuksen arvon ja symboliikan, sitä käyttävien ihmisten lukumäärän, niiden koon ja sen mukaan, kuinka houkutteleva kohde ilkeille tai terrori-iskulle siellä toimiva taho on. Pisteiden mukaan rakennukset jaotellaan viiteen eri turvallisuusluokkaan FSL I - V. GSA:n ohjetta ei sovelleta FSL I ja II -luokkien rakennuksissa lainkaan. Ohjetta sovelletaan vähintään nelikerroksisissa FSL III ja IV -luokkien rakennuksissa sekä kaikissa FSL V -luokan rakennuksissa kerrosmäärästä riippumatta. Pystyrakenteiden vaurioitumisen vaikutukset on tarkistettava FSL III ja IV -luokissa ensimmäisessä maanpäällisessä kerroksessa rakennuksen ulkokehän osalta, maanalaisissa pysäköintitiloissa ja lastauslaitureista. Alueista, joihin on julkinen pääsy, tarkistetaan vaikutukset sekä rakennuksen ulkokehältä että sisältä. FSL V -luokassa on tutkittava ulkokehän ja sisempien kantavien pystyrakenteiden vaurioituminen joka kerroksessa. GSA:n ohjeessa poistettavien pilareiden sijainnit ovat samat kuin puolustusministeriön ohjeessa. Poistettavien pilareiden sijainnit on esitetty kohdassa 6.1.1. [44, s. 7-13; 42, s. 5, 12-14]

### **6.2.1 Analysointimenetelmät vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostumiseen**

GSA:n ohjeessa esitetään vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointiin samat kolme menetelmää kuin puolustusministeriön ohjeessakin: lineaarinen staattinen, epälineaarinen staattinen ja epälineaarinen dynaaminen menetelmä. Eri analyysimenetelmien käytölle esitetään samat vaatimukset kuin puolustusministeriön ohjeessa. Lisäksi lineaarista staattista analyysimenetelmää käytettäessä rakennuksessa voi olla enintään 10 kerrosta. [42, s. 7, 17, B2]

### **6.2.2 Vaatimukset redundanssille**

GSA:n ohjeessa esitetään myös vaatimuksia redundanssin hyödyntämiselle jatkuvan sortuman estämisen suunnittelussa. Redundanssilla tarkoitetaan jäljelle jääneen rakenteen kykyä kantaa kuormia, kun yksittäisen rakenneosan kuormitus on ylittänyt kyseisen rakenneosan kapasiteetin ja rakenneosa menettää kantokykynsä. Rakenneosan vaurioitumisen myötä kuormat jakautuvat uudelleen rakenteille, joiden täyttä kapasiteettia ei ole vielä saavutettu. Esitettyjä vaatimuksia redundanssille sovelletaan yhdessä vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysoinnin kanssa. [42, s. 31; 45, s. 1]

Rakennuksen ulkokehälle on suunniteltava kuormia uudelleen jakava järjestelmä, joka kykenee jakamaan pystykuormat järjestelmään liitetyille rakenneosille kantavan pystyrakenteen vaurioitumisen jälkeen. Rakennukseen vaadittujen kuormia uudelleen jakavien järjestelmien lukumäärää  $n$  voidaan arvioida kaavan 19 avulla, jonka tulos on pyöristettävä ylöspäin seuraavaan kokonaislukuun. Kuormia uudelleen jakava järjestelmä on suunniteltava vähintään joka kolmanteen kerrokseen. [42, s. 31-32]

$$n \geq N/3 \quad (19)$$

missä

$N$  on rakennuksen kerrosten lukumäärä

Kuormia uudelleen jakavan järjestelmän kapasiteettia ja jäykkyyttä määritettäessä huomioidaan kaikki poistettavaan pystyrakenteeseen liitetyt vaakarakenteet, jotka osallistuvat kuormien uudelleen jakamiseen. Yksittäisen järjestelmän kestävyys ja jäykkyys saa poiketa korkeintaan 30 % järjestelmien keskimääräisestä kestävyydestä ja jäykkyydestä. [42, s. 32]

### 6.2.3 Ohjeistukset teräsbetonirakennuksille

Ohjeistuksessa teräsbetonirakenteille noudatetaan suurelta osin Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjetta. Primäärysten ja sekundäärysten rakenneosien mallinnus- ja hyväksyntäkriteerit on pohjattu sortuman estämiseen ihmishenkien turvaamisen sijaan, sekä viitaukset sidevoimamenetelmään ja paikallisen kapasiteetin kasvattamiseen jatkuvan sortuman estämiseksi on poistettu. GSA:n ohjeessa annetaan samat ASCE 41:n korvaavat taulukot kuin puolustusministeriön ohjeessa. Taulukoiden arvot ovat hyvin samansuuntaiset, mutta pieniä eroja on huomattavissa. Esimerkiksi primäärysten ja sekundäärysten rakenneosien sallitut plastiset kiertymät ovat GSA:n ohjeessa hieman isompia kuin Yhdysvaltojen Puolustusministeriön ohjeessa. Lisäksi GSA:n ohjeessa täsmennetään, että kohdassa i V:n arvona käytetään murtorajatilan leikkausvoimaa. Kuten Puolustusministeriön, myöskään GSA:n ohjeessa ei anneta rakennusten nurkkaan suositeltavia rakenteita, jännevälejä ja liitoksia, joilla jatkuva sortuma saataisiin helpommin hallittua. [42, s. 37, 39]

## 6.3 NIST - Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings

Yhdysvaltojen kansallisen standardointi- ja teknologiainstituutin NIST:n ohjeessa ”Best practises for reducing the potential for progressive collapse in buildings” tarjotaan rakennusten omistajille ja suunnittelijoille hyväksi todettuja käytäntöjä jatkuvan sortuman todennäköisyyden pienentämiseen epänormaalissa kuormitustilanteessa. NIST:n ohjeessa käydään läpi eri vaaratilanteiden todennäköisyyttä ja niiden aiheuttamien kuormitusten suuruutta, mutta todetaan, että eräiden vaaratekijöiden todennäköisyys vaihtelee paljon esimerkiksi rakennuksen symboliikan ja käyttäjäkunnan mukaan. Näin ollen pelkkään käyttäjämäärään perustuva riskien ja vaarojen määrittely johtanee virheelliseen arviointiin todellisesta vaaran todennäköisyydestä. Myöskin useampaa vaaratilannetta kohtaan kestävyyttä tarjoavat suunnittelumenetelmät hyväksytään ja otetaan käyttöön nopeammin kuin menetelmät, jotka toimivat vain yhtä tiettyä vaaratilannetta vastaan. [3, s. iii, 10-16, 26]

NIST:n ohjeessa annetaan suositeltavia menetelmiä rakenteiden riittävän sitkeyden saavuttamiseksi. Rakenteissa tulee muun muassa olla redundanssia (katso kohta 6.2.2), jotta

kuorma pääsee siirtymään ehyille rakenteille onnettomuustilanteessa. Kuorman siirtymisen vaatii myös sidejärjestelmää, joka on esitetty kuvassa 18 sivulla 35. Kuormien siirtyminen aiheuttaa suuria muodonmuutoksia, ja rakenneosien sekä niiden välisten liitosten tulee myös olla sitkeitä, jotta liitoksiin muodostuisi suuria muodonmuutoksia kestäviä plastisia niveliä. Kapasiteetti hauraita murtumismuotoja vastaan tulee olla suurempi kuin sitkeitä murtumismuotoja vastaan, jotta hauraat murtumiset eivät pääse kontrolloimaan vauriomekanismia. Esimerkiksi rakenneosan leikkauskapasiteetin tulee olla suurempi kuin taivutuskapasiteetin. Onnettomuustilanteessa voi esiintyä erisuuntaisia, jopa päinvastaisia kuormituksia kuin normaaleissa mitoitustilanteissa, jotka tulee huomioida rakenneosia ja niiden liitoksia suunnitellessa. Esimerkiksi lattialaattojen tulisi kyetä muuttamaan kantosuuntaa laattojen tuen hävitessä, ja välittämään kuormat muille tuille esimerkiksi kalvorakenteena. Hoikkia puristettuja rakenneosia sekä hauraita yksityiskohtia tulee välttää, sillä ne aiheuttavat myötäämistä vain rajoitetuilla alueilla eikä sopivaa sitkeyttä siten pääse syntymään. Lisäksi on huomioitava, että pilarit voivat menettää välipohjan tuoman nurjahdustuen välipohjan romahtaessa, joten pilarin on kestävä onnettomuustilanteiden kuormat harvemmalla nurjahdustuennalla. [3, s. 26, 34-36]

Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien synnyttämiseksi ohjeessa myös suositellaan pilareiden etäisyyttä toisistaan rajoitettavan, sillä suuret etäisyydet pienentävät kuormien uudelleen jakautumisen mahdollisuutta pilarin menettäessä kapasiteettinsa. Ulkokehän rakenteet ovat alttiimpia vaurioitumaan kuin sisäkehän pilarit. Lisäksi ulkokehällä on haastavampaa muodostaa vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä, sillä vedetty köysirakenne pääsee syntymään vain yhteen suuntaan. Rakennuksen nurkassa köysirakenteen muodostaminen pilari-palkki-rungolla on tehotonta, jolloin nurkasta seuraavien pilareiden kohdalla on oltava momenttijäykät liitokset pilareiden molemmin puolin. Ohjeessa suositellaan, että ulkokehään liittyvien palkkien ja laattojen jänneväli suunniteltaisiin kapeaksi, mikä pienentää sekä vahingon laajuutta että rasitusten suuruutta. [3, s. 35, 51]

### 6.3.1 Analysointimenetelmät vaihtoehtoisille kuormansiirtoreiteille

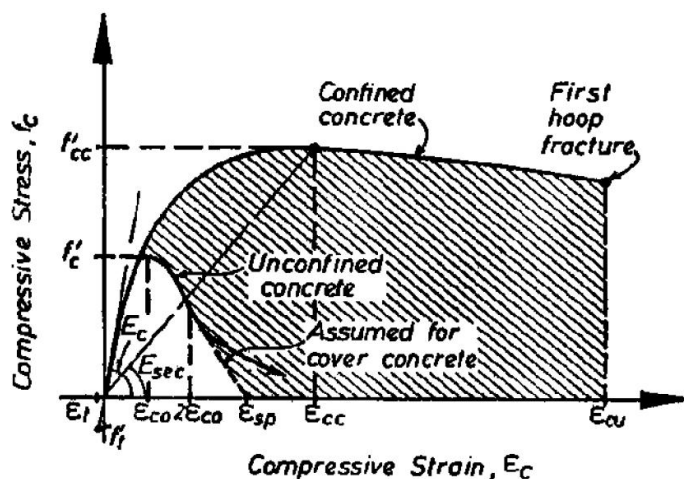
NIST:n ohjeessa analysointimenetelminä esitellään jo edellä mainitut lineaarinen staattinen, epälineaarinen staattinen ja epälineaarinen dynaaminen analyysi. NIST ohjeistaa, että vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä analysoidessa on huomioitava, etteivät käytetystä analysointimenetelmästä riippuen tulokset mahdollisesti kuvasta tarkasti rakenteiden todellista käyttäytymistä onnettomuustilanteessa. Lineaarisesta staattisesta analyysistä todetaan, että vaikka se usein johtaakin yleensä varmallalla puolella olevaan suunnitteluun, voi se joskus piilottaa vaarallisia dynaamisia vaikutuksia, minkä takia lineaarisen staattisen analyysin käyttöä suositellaan vain yksinkertaisiin rakenteisiin, joiden käyttäytyminen voidaan ennakoida. Vaikka lineaarinen staattinen analyysi voi vaatia huomattavaa panostusta, se ei välttämättä ole yhtään luotettavampi suunnittelumenetelmä kuin epäsuorat suunnittelumenetelmät. [3, s. 50-51]

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä saadaan ennemminkin varmistettua kuormien uudelleen jakautuminen kuin simuloitua rakenteen käyttäytyminen. Jotta tulokset olisivat yhteneväiset, rakennemallia luodessa on noudatettava huolellisuutta heti alusta alkaen. Tavallisesti rakenteet suunnitellaan pienille muodonmuutoksille, mutta jatkuvan sortuman tapauksessa suuretkin muodonmuutokset ovat sallittuja. On kuitenkin huomioitava, että suurilla muodonmuutoksilla jännitysten ja muodonmuutosten suhde on eri kuin pienillä muodonmuutoksilla. Suuret muodonmuutokset vaativat materiaaleilta epälineaarista käyttäytymistä, joten lineaarisia malleja voidaan käyttää alustavissa tutki-

muksissa. Materiaalin plastisoituminen voi riippua venymänopeudesta. Jatkuvaa sortumaa analysoitaessa venymänopeudet ovat kuitenkin hitaita, joten sitä ei tarvitse huomioida. [3, s. 43-45]

### 6.3.2 Ohjeet teräsbetonirakennuksille

Teräsbetonisissa rakenneosissa leikkauskestävyys on varmistettava suuremmaksi kuin plastinen taivutuskestävyys, jotta vältetään rakenneosan hauraalta murtumiselta. Myös rakenneosien välisten liitosten tulee olla kestävämpiä kuin itse rakenneosien. Lisäksi pilareiden taivutuskapasiteetti tulee olla suurempi kuin mitä palkilta sille tulee taivutusta, jotta plastinen nivel saataisiin muodostumaan palkkiin. Lisäksi palkeille ja laatoille suositellaan jatkuvaa ylä- ja alapinnan raudoitusta, jotta rakenne kestäisi paremmin onnettomuustilanteessa esiintyviä kuorman suunnan muutoksia. Taivutuksen suunnan muuttumisen mahdollisuus tulisi huomioida myös liitoksissa. Pilareissa tulee olla tiivis hakaväli, jotta betonin määräävää puristusjännitystä vastaan kohtisuora poikittainen laajeneminen saadaan estettyä ja siten pilarin puristuskapasiteettia saadaan kasvatettua sekä sitkeyttä parannettua. Kuvassa 25 on esitetty tavallisen betonin (unconfined concrete) sekä betonin, jonka laajeneminen on estetty (confined concrete), puristusjännitys-venymä-kuvaaja. [3, s. 57-58; 46, s. 100-101]



Kuva 25: Laajenemiselta estetyn betonin puristusjännitys-venymä-kuvaaja verrattuna tavallisen betonin puristusjännitys-venymä-kuvaajaan. [46, s. 101]

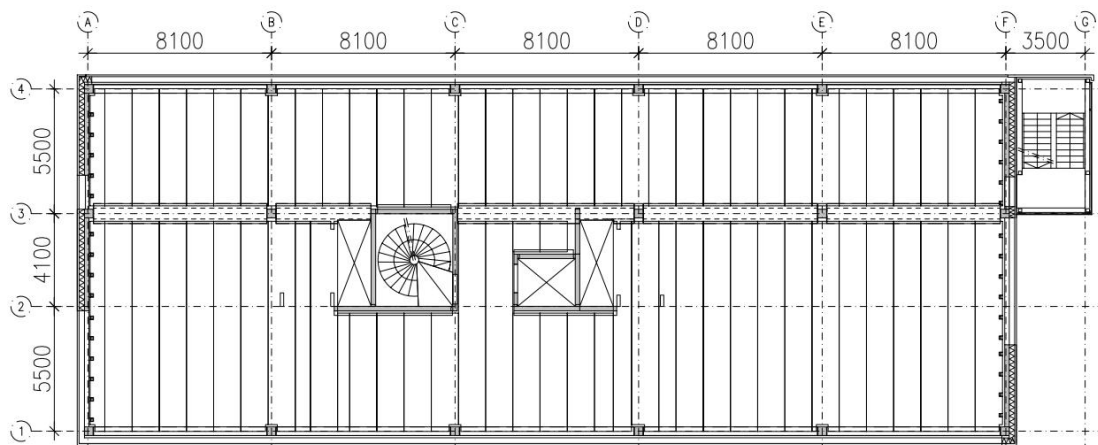
Elementtirakenteisissa järjestelmissä tulee erityisesti panostaa raudoitusten ja liitosten suunnitteluun, jotta rakenteet kykenisivät vastustamaan kuorman suunnan muutoksia. Elementtirakenteisissa lattioissa suositellaan elementtien sidontaa toisiinsa pintalaatalla. Lisäksi laatasto on sidottava mekaanisesti pintalaatan raudoitukseen ja pintalaatta on suunniteltava ja raudoitettava siten, että sen on mahdollista toimia kalvorakenteena. [3, s. 62-63]



## 7 Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostaminen betonielementtirakennuksen nurkkaan

Tässä luvussa tutkitaan betonielementtirunkoisen rakennuksen nurkkapilarin äkillisestä poistumisesta aiheutuvia rasituksia muille rakenneosille sekä niiden liitoksille. Rasituksia tutkitaan esimerkkikohteena toimivan 7-kerroksisen betonielementtirunkoisen toimistorakennuksen avulla. Esimerkkikohde koostuu kellarista, viidestä toimistokerroksesta sekä IV-konehuonekerroksesta. Rakennuksesta mallinnettu rakennemalli ei täysin vastaa esimerkkikohdetta. Rakennusta on muokattu täyttämään CC3-seuraamusluokan vaatimukset. Myös rakenteita on hieman muokattu, jotta nurkkapilarin poistumisesta aiheutuvia rasituksia olisi helpompi analysoida.

Esimerkkikohteena käytetty rakennus on pilari-palkkirunkoinen ja rakennettu vuonna 2012. Rakennus on jäykistetty porrashuoneella ja hissikuilulla sekä kahdella jäykistävällä seinällä rakennuksen päädyissä. Rakennuksen kerroskorkeus on 3,6 m ja käytetyt pilarit ovat monikerroksisia neliöpilareita. Alemmissa kerroksissa pilareiden sivumitta on 480 mm ja ylemmissä kerroksissa 380 mm. Kantavien ja jäykistävien seinien paksuus on 200 mm ja vaakarakenteina on käytetty esijännitettyjä leuka- ja suorakaidepalkkeja. Rakennuksen reunalla esijännitettyjen suorakaidepalkkien leveys on 380 mm ja korkeus joko 480 mm tai 580 mm, leukapalkkien uuman leveys on 480 mm ja korkeus 530 mm leukojen leveyden ja korkeuden ollessa 200 mm. Elementtipalkit on liitetty pilareihin teräksisten piilokonsolien avulla. Laatastona toimivat 320 mm korkeat ontelolaatat joiden päällä on 60 mm paksu pintavalu. Laataston sideteräksinä palkkien suunnassa käytetään 16 mm paksuja ja ontelolaattojen suunnassa 12 mm paksuja harjaterästankoja lujuusluokaltaan A500HW. Ulkoseinät on tehty betonisista nauha-elementeistä, jotka eivät osallistuneet kuormien kantamiseen lukuun ottamatta päädyissä sijaitsevia jäykistäviä seinälinjoja. Kuvassa 26 on esitetty esimerkkikohteen toimistokerroksen pohjakuva.

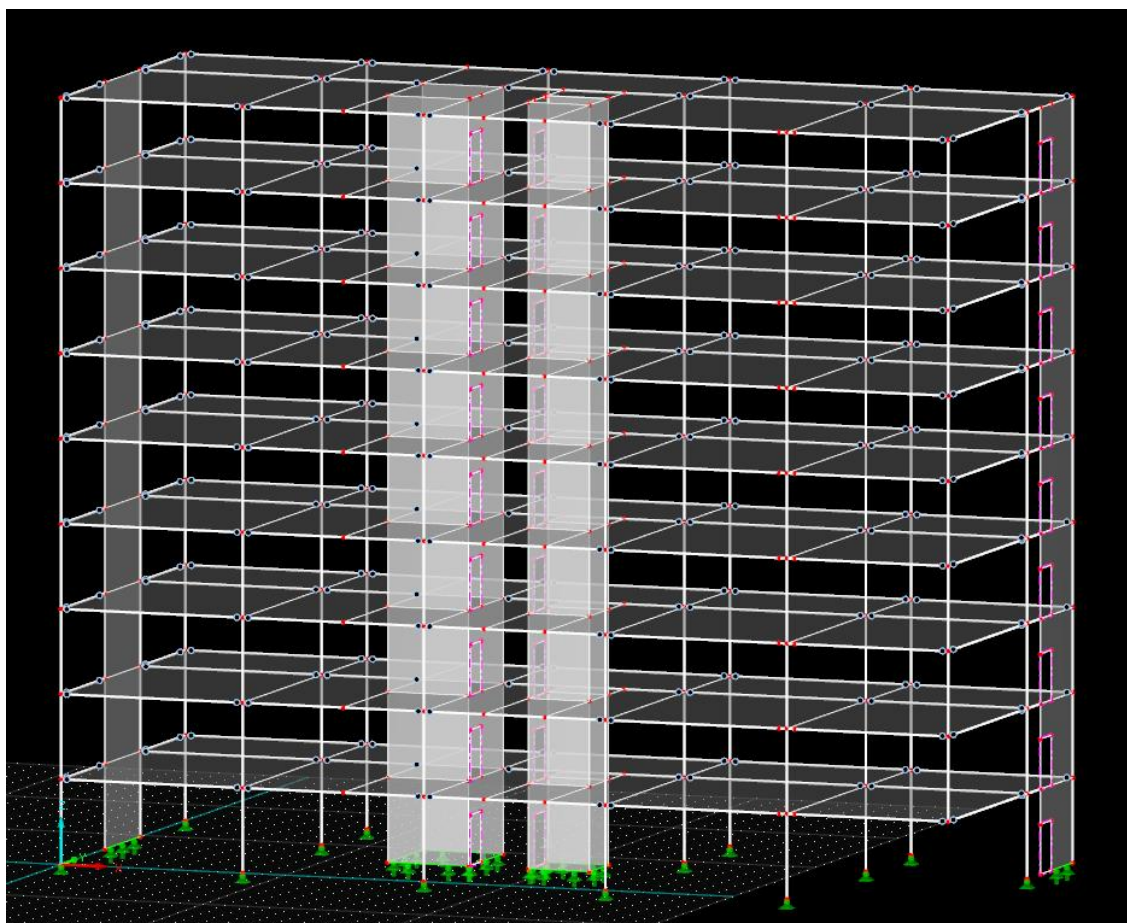


Kuva 26: Esimerkkikohteen pohjakuva

Moduuliristeyksessä 1F sijaitsevan nurkkapilarin poistamisesta aiheutuvat rasitukset tutkitaan esimerkkikohteen mukaisille rakenteille, joissa pilarit ovat monikerroksisia ja palkit yksiaukkoisia. Tutkittavana on myös yksikerrospilari-jatkuvat palkit –runkorakenne. Rakenteiden kestävyys kyseisiä rasituksia vastaan analysoidaan ja tutkitaan, minkälaisilla jänneväleillä sekä liitosdetaljeilla pilarin poistamisen aiheuttamat rasitukset on mahdollista hallita. Analyysi suoritetaan Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeiden mukaisesti dynaamisena analyysinä.

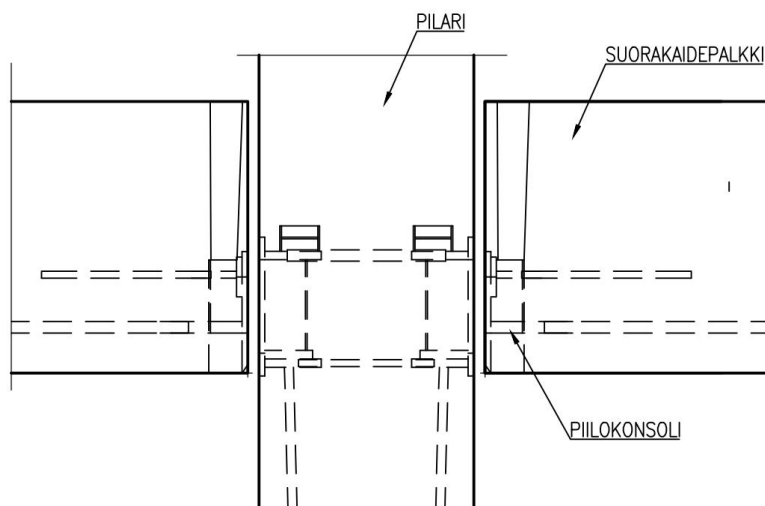
## 7.1 Rakennemalli

Kuvassa 27 on esitetty yleiskuva RFEM-ohjelmassa käytetystä rakennemallista. Rakennemalli ei täysin vastaa esimerkkikohdetta; sitä on muokattu, jotta rakennus täyttäisi CC3-luokan vaatimukset ja yksinkertaistettu, jotta tutkittavaa ongelmaa olisi helpompi analysoida. Rakennusta analysoidaan yhdeksänkerroksisena toimistorakennuksena, jonka kaikki kerrokset ovat keskenään samanlaisia. Lisäksi jäykistävien hissikuilujen ja porrashuoneiden muodot on yksinkertaistettu suorakaiteiksi ja kaikkien pilareiden sivumitta on kerroksesta riippumatta 480 mm.



Kuva 27: RFEM:n rakennemalli

Palkkien liitos pilareihin oletetaan tehdyksi betonikonsoleilla. Seuraavalla sivulla kuvassa 28 esitetyn esimerkkikohteen piilokonsoliliitoksen käyttäytymistä taivutuksessa ei voida arvioida, sillä liitoksessa ei ole jälkivalua eikä konsolin käyttäytymistä puristusjännitysten alla tunneta. Betoniset ulkoseinät sekä rakennuksen ulkopuolinen hätäpoistumistie jätetään mallintamatta, jotta rakennemallista saadaan yksinkertaisempi ja näin helpotetaan palkki-pilariliitosten analysointia. Betonisten ulkoseinien poistaminen rakennemallista vaikuttaa jonkin verran rakenteen ominaistajuuteen, sillä todellisella rakenteella on suurempi massa ja jäykkyys. Toisaalta rakennemalli vastaa esimerkiksi tilannetta, jossa betonielementtirunkoisen rakennuksen ulkoseinät tehdään kevytrakenteisina.



Kuva 28: Esimerkkikohteessa käytetty palkki-pilari-piilokonsoliliitos

Kohdetta tutkitaan RFEM-ohjelmalla, jonka RF DYNAM Pro -moduuli mahdollistaa dynaamisten rasitusten analysoinnin. Palkkien ja pilareiden liitokset poistettavan pilarin lähistöllä mallinnetaan momenttijäykiksi, jotta liitoksiin kohdistuvat taivutusmomentit saadaan selville. Kauempana poistettavasta pilarista palkkien liitokset mallinnetaan niveliksi, jolloin nurkkapilarin poistosta aiheutuvia rasituksia on helpompi eritellä ja analysoida.

Rakennemallissa käytettiin lineaarista materiaalmallia, sillä materiaalin epälineaarisuutta ei pystytty riittävällä tarkkuudella mallintamaan. Analyysissa käytetty lineaarinen materiaalmalli vastaa sivulla 19 esitetyn kuvan 7 taivutusjäykkyyttä  $EI_2$ , jolloin rakenteiden jäykkyytenä käytettiin jäykkyyttä suurimman taivutuskapasiteetin hetkellä. RFEM-ohjelmassa rakenneosaan voidaan mitoittaa rauditus, mutta raudoitusta ei itsessään saa mallinnettua ohjelmaan. Rakenneosalle pyrittiin mallintamaan epälineaarinen materiaalmalli laskemalla isotrooppisen plastisen materiaalin myötölujuus. Myötölujuus saatiin rakenneosan muunnetulle jäykkyydelle määritetyn myötömomentin avulla kaavaa 20 käyttäen.

$$f_y = \frac{M_y}{W} \quad (20)$$

missä

$f_y$	on myötöjännitys
$M_y$	on myötömomentti
$W$	on muunnetun poikkileikkauksen taivutusvastus

Epälineaarisen materiaalmallin käyttöä rajoitti se, ettei palkkia, jolle oli määritelty epälineaarinen materiaalmalli, saanut liittää tason kanssa yhteen. Rakennemallin tasot olisi jouduttu poistaa ja korvata viivakuormilla, jolloin esimerkiksi tason värähtelyä ei olisi pystytty analysoimaan eikä rakennemallin tuloksiin olisi enää voitu luottaa. Epälineaarinen materiaalmalli olisi auttanut hahmottamaan sekä pilarin poistumisen vapauttamien energioiden vaimennusta että rasitusten uudelleen jakautumista. Rakennemallissa rasitukset ja taipumat kasvavat siis lineaarisesti taipumien ollessa todellisia suurempia rakenneosien pienennetyn jäykkyyden ansiosta. Koska vaimennusta ei epälineaarisella materiaalmallilla voitu huomioda, se korvattiin vaimennuskertoimella. Vaimennuskerroin kertoo, kuinka paljon värähtely vaimenee esimerkiksi rakenteiden halkeilun sekä terästen plastisoitumisen myötä. Vaimennuskerrointa on vaikea määritellä tarkkaan, sillä se riippuu esimerkiksi rakennusten rakenteista ja korkeudesta sekä kuormituksen nopeudesta.

Useassa lähteessä betonirakennusten vaimennuskertoimien arvojen kerrotaan vaihtelevan välillä 3-10 %, mutta ohjeiden vaimennuskertoimet on esitetty rakennusten toiminnan analysointiin maanjäristystilanteissa. Miranda (2014) seminaariesityksessään esitti tutkimustuloksia rakennusten vaimenemisesta maanjäristystilanteissa. Betonirakennusten keskimääräinen vaimennuskerroin oli 6,6 %, mutta esityksessä ei eritelty, millaisia vaurioita rakennuksiin oli syntynyt, eikä maanjäristyskuormitus vastaa tilannetta, jossa pilari menettää kantavuutensa, joten tutkimuksen ja ohjeiden vaimennuskertoimia ei suoraan voitu hyödyntää tässä työssä. Työssä analysoitiin kohdan 7.3.2 Gerber-palkkirakennetta vaimennuskertoimilla 2 %, 5 % ja 10 %. Verrattuna 5 % vaimennuskertoimeen 2 % vaimennuskerroin antoi n. 8 % suuremmat taivutusmomentin arvot palkin ja pilarin liitokseen. 10 % vaimennuskerroin taas antoi n. 10 % pienemmät taivutusmomentin arvot samaan liitokseen, joten analyyseissa päätettiin käyttää 5 % vaimennuskerrointa. [47]

RFEM-ohjelmassa on myös mahdollista asettaa palkin plastisen nivelen taivutusmomentille raja-arvo, jolloin rasitusten uudelleenjakautuminen liitosten plastisoitumisen myötä olisi voitu hahmottaa. RF DYNAM Pro –moduuli ei kuitenkaan lue plastisia niveliä, minkä takia analyyseissa ei niitä käytetty. Rasitusten uudelleenjakautuminen olisi mahdollista hahmottaa staattisessa analyysissä, jolloin kuormia kerrotaan dynaamisesta analyysistä saadulla dynaamisella suurennuskertoimella. Tällöin kuitenkin osa dynaamisen analyysin rasituksista voisi jäädä huomioimatta eikä tulosten luotettavuudesta olisi täyttä varmuutta.

Palkkien ja laataston jäykkyyksiä on muokattu vastaamaan palkki-saumavalu-pintavaluliittorakenteen sekä ontelolaatta-pintavalu-liittorakenteen jäykkyyksiä. Liittorakenteiden jäykkyydet ovat suurempia kuin pelkkien jännepalkkien tai ontelolaattojen jäykkyys, minkä takia laattakentän pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus nousee ja pilarin poistoon käytettävissä oleva aika on pienempi. Koska rakennemallissa tutkitut ilmiöt liittyivät pystysuuntaisiin värähtelyihin tai kuormituksiin, rakenteiden jäykkyydet z-suunnassa haluttiin mallintaa oikein. Rakennemallissa 380 mm leveä ja 580 mm korkea reunapalkki korvattiin palkilla, jonka leveys oli 380 mm ja korkeus 967 mm. 380 mm leveä ja 480 mm korkea reunapalkki korvattiin taas palkilla, jonka leveys oli 380 mm ja korkeus 864 mm ja leukapalkki korvattiin palkilla, jonka leveys oli 480 mm ja korkeus 706 mm. Ontelolaatta-pintavalu-liittorakenteen paksuudeksi määriteltiin 217 mm, jonka paksuinen betonilaatta vastaa liittorakenteen massaa. Laataston jäykkyys liittorakenteena määritettiin tehollisena korkeutena, joka ontelolaattojen kantosuunnassa on 378 mm ja kantosuuntaa vastaan kohtisuoraksi jäykkyydeksi asetettiin 0,1 mm, jotta taso toimisi yhteen suuntaan kantavana. Nurkassa toimivien ulokerakenteiden jäykkyydet laskettiin aina analysoitavasta rakennemallista riippuen. Ontelolaatta-pintavaluliittorakenteen muunnettu jäykkyys on laskettu liitteessä 1 ja alkuperäisen rakenteen palkkien jäykkyydet liittorakenteina on laskettu liitteessä 2. Kerrokset ovat keskenään samanlaisia, jotta kerrosten väliset jäykkyyserot eivät vaikuttaisi rasitusten jakautumiseen. Jotta rakenteiden kiertymät ja taipumat vastaisivat onnettomuustilanteiden kiertymiä ja taipumia, on jäykkien liitosten ympärillä palkkien jäyhyysmomentti laskettu vastaamaan halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia.

Rakennemallin FEM-verkon silmäkoko oli 0,5 m. Analyyseissa käytettiin taulukossa 5 ja seuraavalla sivulla kaavassa 21 esitettävää Eurokoodin onnettomuusmitoitustilanteiden kuormitusyhdistelmää. Rakennuksen tasojen hyötykuorman arvona on käytetty 3 kN/m<sup>2</sup>. Edullisia pysyviä kuormia sekä onnettomuuskuormaa ei ole.

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (21)$$

missä

$G_{kj,sup}$	on epäedulliset pysyvät kuormat
$G_{kj,inf}$	on edulliset pysyvät kuormat
$A_d$	on määräävä onnettomuuskuorma
$\psi_{11}$	on pääasiallisten muuttuvien kuormien yhdistelykerroin, toimiston hyötykuormille 0,5
$Q_{k1}$	on pääasiallinen muuttuva kuorma
$\psi_{2,i}$	on muiden muuttuvien kuormien yhdistelykerroin, lumikuormille 0,2

Vaikka ontelolaataston saumoihin asennetaankin saumaraudoitus, ei sillä saada ontelolaattojen päissä kenttien väliseen liitokseen jäykkyyttä, joten palkkilinjalla kenttien väliset liitokset oletettiin myös nivelellisiksi. Rakennemalliin välipohja on mallinnettu umpinaisena laattana, ja sille on laskettu ontelolaatta-pintavaluliittorakennetta vastaava jäykkyys ja massa. Pilarien, palkkien ja laataston betonin lujuusluokka on C50/60. Jäykistävien seinien sekä saumavalujen lujuusluokka C30/37 ja raudoitusterästen lujuusluokka on A500HW. Koska rakennusta tutkitaan käytön aikana, on betoniluokkien kimmokerrointa pienennetty virumaluvulla 1,5.

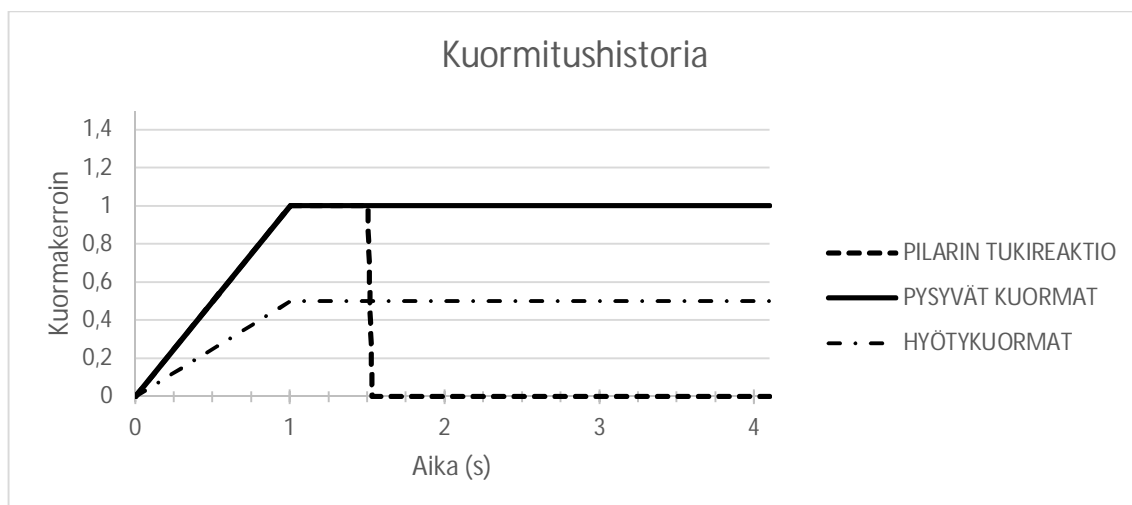
## 7.2 Esimerkkikohteen alkuperäinen rakenne

Alun perin esimerkkikohteen rakenteina käytettiin siis yksiaukkoisia palkkeja ja monikerrospilareita. Laatastona toimi ontelolaatat sekä raudoittamaton 60 mm paksu pintavalu. Nurkkapilarin poistuessa jäljelle jääneiden rakenteiden tulisi sidejärjestelmän avulla pystyä toimimaan ulokkeena. Tällöin saumavalujen sideteräkset toimisivat vedettyinä ja palkin alareunaan muodostuu puristuskomponentti, ja momenttikapasiteetti muodostuu veto- ja puristusvoimien välisestä momenttivarresta.

Kun saumavaluissa kulkee kentästä toiseen vain yksi 16 mm paksu harjaterästanko, on selvää, ettei kyseinen rakenne tuota paljoa taivutuskapasiteettia. Vetoterästangon myötäessä taivutuskapasiteettia on n. 57 kNm ja terästen murtovenymällä murtokapasiteettia on n. 79 kNm. Ontelolaataston reunassa kulkee reunavalu, johon on asennettu sideteräksiksi kaksi kappaletta 12 mm paksuja harjaterästankoja, jotka jatkuvat ontelolaattakentästä toiseen. Reunavalun tuoma taivutuskapasiteetti sekä jäykkyys ovat kuitenkin niin pieniä, ettei niitä huomioitu laskelmissa. Alkuperäisen rakenteen palkki-pilari-konsoliliitoksen jäykkyys halkeilleena sekä taivutuskapasiteettien laskelmat on esitetty liitteessä 3.

Dynaaminen analyysi suoritettiin siten, että poistettava pilari korvattiin kyseisen pilarin staattisen analyysin tukireaktiolla. Tukireaktio poistetaan DoD:n ohjeiden mukaisesti siten, että poistamiseen käytetty aika sai olla korkeintaan kymmenesosa rakennuksen, josta pystyrakenne on jo poistettu, ominaistajuutta vastaavasta laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn jaksonajasta. Kuvassa 29 on esitetty dynaamisen tarkastelun kuormitushistoria. Tarkastelu suoritettiin kasvattamalla ensin kuormitus täyteen arvoonsa aikavälillä 0 – 1 s, ja pilarin tukireaktion poistaminen suoritetaan aikavälillä 1,5 – 1,53 s. Rakennemallin, josta pilaria ei ollut vielä poistettu, välipohjien värähtelyn jaksonaika oli n. 0,27 sekuntia, joten 0,5 sekunnin aikana välipohjat ehtivät värähdellä miltei kahden jaksonajan verran ja rakennemalli saavuttaa tasapainotilan ennen pilarin poistoa. Dynaaminen analyysi suoritettiin myös hitaammalla tahdilla siten, että kuormat kasvatettiin täyteen arvoonsa 1,5 s aikana ja pilarin poisto suoritettiin sekunnin kuluttua tästä. Tällöin palkin tukimomentin arvo muuttui vain 0,5 %, joten muut analyysit suoritetaan ensin mainitulla

tavalla. Tukireaktion poistamisen jälkeen tarkastelua jatkettiin ajanhetkeen 4 s asti. Tarkastelu suoritetaan 0,01 s välein ja vaimennuskertoimenä käytetään arvoa 0,05.



Kuva 29: Rakennemallin kuormitushistoria

### 7.2.1 Alkuperäisen rakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 8,1 metriä

Alkuperäisen rakenteen rasitukset on esitetty taulukossa 11. Taulukkoon 11 on myös lisätty dynaamisissa analyysissä käytetyt parametrit.

Taulukko 11: Alkuperäisen rakenteen rasitukset pilarijaolla 8,1 m

	Jänneväli [m]	8,1
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	1583,1
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1662,3
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuuus [Hz]	1,581
	Värähtelyn jaksonaika [s]	0,633
	Tukireaktion poistoon käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-2774,2
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,67
	Palkin pään suurin taipuma [mm]	354,9
	Kiertymä [rad]	0,044
	Kiertymä [°]	2,512
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	7222,9
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	728,3

Suurin tukimomentti palkin ja pilarin liitokseen syntyi toisen kerroksen katon palkille. Taivutusmomentin arvo suurimmillaan oli -2774,2 kNm eli dynaaminen suurennuskerroin ko. palkille oli siis 1,67. Myötökapasiteetin ollessa vain 57 kNm ja murtokapasiteetin vain 79 kNm on selvää, ettei kyseinen liitos kestä nurkkapilarin poistamisesta aiheutuvia rasituksia, ja rakenteet pääsevät sortumaan poistuvan pilarin yläpuolelta. Lisäksi viereisen E1-moduuliristeyksen 1. kerroksen pilariin kohdistuu normaalivoimaa 7222,9 kN ja taivutusmomenttia 728,3 kNm, eikä sivumitaltaan 480 mm leveää ole raudoitettu kestä- mään kyseisiä rasituksia. Palkin ja pilarin liitoksen taivutuskapasiteetin ollessa niin paljon pienempi kuin siihen kohdistuvien rasitusten, käy todennäköisesti niin, että liitos pettää ennen kuin pilarin murtokapasiteetti ylittyy. Tällöin sortumat rajoittuvat vain poistuvan pilarin yläpuolisiin kerroksiin. On siis selvää, ettei alkuperäinen rakenne kestä nurkkapi- larin poistumisesta aiheutuvia rasituksia. Tavoitteena oli selvittää, millaisilla rakenteilla ja jänneväleillä nurkkapilarin poistumisesta aiheutuvat rasitukset saadaan hallittua.

### 7.2.2 Rakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 5,4 metriä

Pilarijakoa pienennettiin 5,4 metriin, jolloin rasitukset tippuivat dynaamisessa analyysissä yli 50 %. Rakenteiden kapasiteettien ollessa edelleen erittäin pienet on selvää, että pelkkä jännevälin pienentäminen ei riitä perinteisillä elementtiliitoksilla nurkkapilarin poistosta aiheutuvien rasitusten hallitsemiseen. Rakenteiden rasitukset pilarijaolla 5,4 m on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12: Alkuperäisen rakenteen rasitukset pilarijaolla 5,4 m

	Jänneväli [m]	5,4
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	-1198,9
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-858,9
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus [Hz]	2,646
	Värähtelyn jaksonaika [s]	0,378
	Tukireaktion poistamiseen käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1283,5
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,49
	Palkin pään suurin taipuma [mm]	101,3
	Kiertymä [rad]	0,019
	Kiertymä [°]	1,075
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	5135,8
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	341,5

Liitoksiin kohdistuvat taivutusmomentit ylittävät liitosten taivutuskapasiteetin niin suuresti, etteivät todennäköisesti pilarin rasitukset kasva niin suuriksi kuin rakennemalli antaa olettaa, vaan palkin ja pilarin liitos murtuu jo aiemmin. Tällöin sortuma rajoittuu poistettavan pilarin yläpuolisiin kerroksiin, mikä ei kuitenkaan ole sallittujen sortuma-alojen mukaista.

### **7.3 Gerber-liitos palkeilla**

Nurkan alueen pilarit muutettiin yksikerroksisiksi ja palkkien liitokset muutettiin ns. Gerber-liitoksiksi, jolloin palkki jatkuu pilarilinjan yli ja liittyy seuraavaan palkkiin pilarilinjan ulkopuolella. Gerber-liitos asetettiin 1,5 m päähän pilarilinjasta, ja liitos seuraavaan palkkiin oletettiin nivelelliseksi. Palkki mitoitettiin normaalilla harjateräksellä ja yläpintaan asetettiin 8 kappaletta 25 paksuja harjateräksiä lujuusluokaltaan A500HW siten, että 6 terästä asetettiin ensimmäiseen riviin ja 2 toiseen riviin. Palkin alapintaan mitoitettiin 4 kappaletta 25 mm paksuja harjateräksiä palkin mittojen pysyessä samana kuin alkuperäisessä rakenteessa. Tarkoituksena oli hahmotella rakennetta, joka suunnitellaan rakennuksen nurkkaan tuomaan lisää sitkeyttä nurkkapilarin poistumista vastaan, mutta jota ei kuitenkaan olisi mitoitettu nurkkapilarin poistumisesta aiheutuville rasituksille. Käytännössä palkki on siis mitoitettu murto- ja käyttöraja-tilamitoituksessa. Nyt palkkia analysoitiin liittorakenteena saumavaluissa kulkevan sideteräksen kanssa. Jotta palkki toimii liittorakenteena, tulee palkin ja saumavalujen välisen työsauman kestää siihen kohdistuvat leikkausjännitykset. Nurkkapilarin poistuessa Gerber-liitoksellisen palkin on helpompi toimia ulokkeena verrattuna alkuperäiseen tilanteeseen, sillä palkin yläpintaan on mitoitettu raudoitusta tukimomenttia vastaan jo murto- ja käyttöraja-tilamitoituksissa.

#### **7.3.1 Gerber-palkkirakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 8,1 metriä**

Gerber-palkin taivutusmomenttikapasiteetti palkin yläpinnan alemman teräsriivin saavuttaessa myötövenymän on 849 kNm. Palkin suurin taivutuskapasiteetti saavutetaan, kun sideteräksen venymä on n. 1 %, jolloin taivutuskapasiteetti on 918 kNm. Sideterästen myötäessä edelleen rakenteen puristettu betoni alkaa plastisoitua ja lopulta murtuu. Palkin muunnettu jäykkyys sekä taivutuskapasiteettien laskenta on esitetty liitteessä 4.

Dynaaminen analyysi suoritettiin samalla tavalla kuin alkuperäiselle rakenteelle kohdassa 7.2. Rakenteiden rasitukset sekä dynaamiseen analyysiin käytetyt parametrit moduulilinjoiden E ja F välistä etäisyyttä vaihdellen on esitetty seuraavalla sivulla taulukossa 13.



Taulukko 13: Gerber-palkkirakenteiden rasitukset pilarijaolla 8,1 m

	Jänneväli [m]	8,1
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	1359,3
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1546,2
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus [Hz]	0,944
	Värähtelyn jaksonaika [s]	1,059
	Tukireaktion poistoon käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-2613,6
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,69
	Palkin päään suurin taipuma [mm]	1063
	Kiertymä [rad]	0,132
	Kiertymä [°]	7,563
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	-6404,4
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	313,8
	Pilari E1 normaalivoima 2. kerroksessa	-5696,6
	2. kerroksen pilarin E1 alapään taivutusmomentti [kNm]	-1418,6
	2. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	1237,3

8,1 m pilarijaolla dynaamiset rasitukset ylittävät palkin taivutusmomenttikapasiteetin, lisäksi on huomioitava, että myös nurkasta seuraavan pilarin rasitukset kasvavat niin suureksi, että 480 mm leveä neliöpilari on haastavaa mitoittaa kestämiin rasitukset. Kun alkuperäisen rakenteen liitokset olivat niin hauraita, että ne toimivat ns. rakenteellisina sulakkeina ja sortuma rajoittui poistuvan pilarin yläpuolisiin kerroksiin, on Gerber-palkkirakenteella vaarana, että myös nurkasta seuraava pilari murtuu ja siten sortuma etenee myös vaakasuunnassa.

### 7.3.2 Gerber-palkkirakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 5,4 metriä

Kuten alkuperäistä rakennetta tutkittaessa, pilarijakoa pienennettiin ensin 5,4 metriin. Nyt haluttiin mitoittaa Gerber-palkki kestämiin nurkkapilarin poistumisesta aiheutuvat rasitukset, jolloin palkin leveys muutettiin 480 mm:iin palkin korkeuden pysyessä samana kuin alkuperäisellä rakenteella. Rauditusmäärää kasvatettiin siten, että palkin yläpintaan laitettiin yhteensä 14 kappaletta 25 mm paksuja harjaterästankoja, 8 ensimmäiseen ja 6 toiseen riviin. Kaikkien terästen lujuusluokkana käytettiin edelleen luokkaa A500HW.

Palkki mitoitettiin ilman sideterästä, sillä sideteräksen tuomaa lisäkapasiteettia ei haluttu huomioida. Gerber-palkin myötökapasiteetiksi saatiin 1284,412 kNm ja suurimmaksi taivutuskapasiteetiksi 1356,071 kNm. Analyysissa käytetyn palkin jäykkyyden sekä taivutuskapasiteettien laskenta on esitetty liitteessä 5. Kuvassa 30 on esitetty 2. kerroksen ka-  
 ton palkin ja pilarin liitoskohdan taivutusmomentti ajan funktiona.



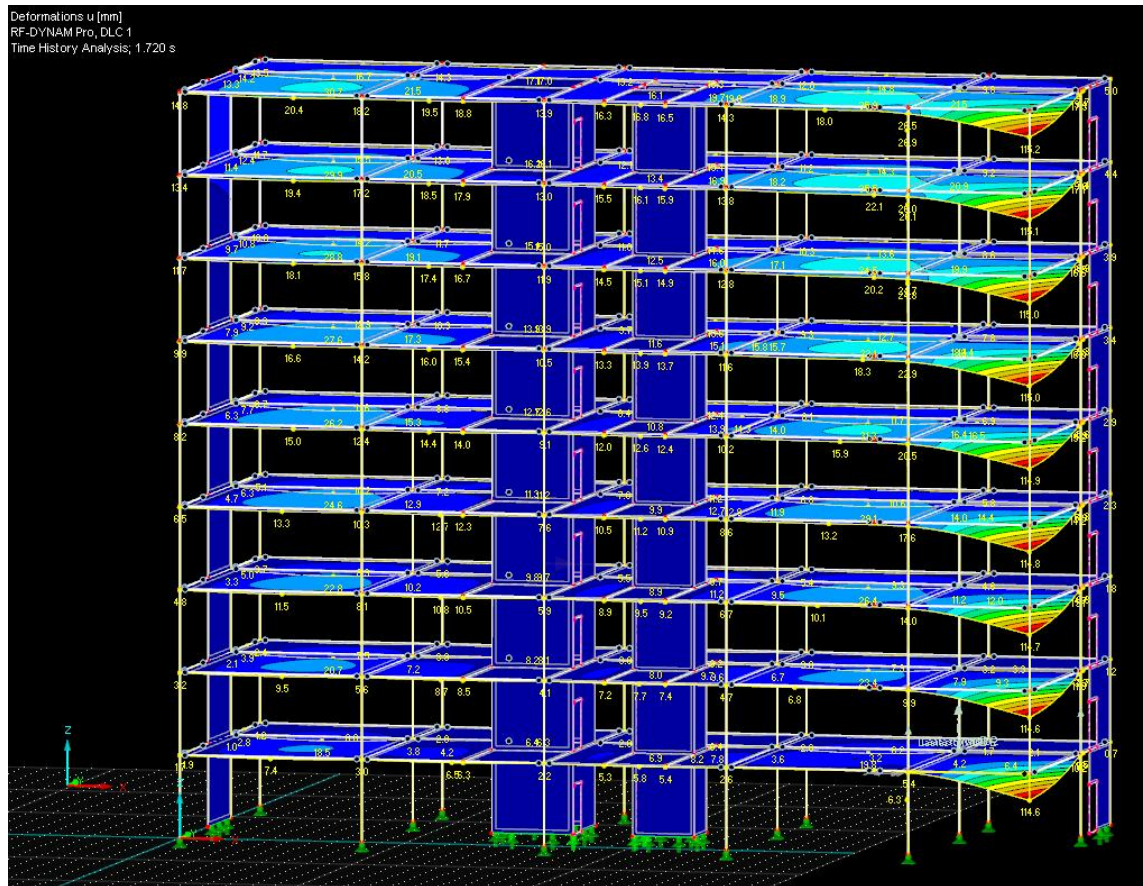
Kuva 30: 2. kerroksen palkin ja pilarin liitoskohdan taivutusmomentti ajan funktiona

Rasitukset pilarijaolla 5,4 m on esitetty seuraavalla sivulla taulukossa 14.

Taulukko 14: Gerber-palkkirakenteiden rasitukset pilarijaolla 5,4 m

	Jänneväli [m]	5,4
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	-1086,1
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-870,3
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus [Hz]	2,434
	Värähtelyn jaksonaika [s]	0,411
	Tukireaktion poistamiseen käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1281,1
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,47
	Palkin päään suurin taipuma [mm]	114,6
	Kiertymä [rad]	0,021
	Kiertymä [°]	1,216
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	-5012,9
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	424,9
	Pilari E1 normaalivoima 2. kerroksessa	-4458,5
	2. kerroksen pilarin E1 alapään taivutusmomentti [kNm]	-607,4
	2. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	539,6

Dynaamisen analyysin rasitukset ovat hyvin lähellä Gerber-palkin myötökapasiteettia. Rakenteella on myötölujittumisen ansiosta vielä ylimääräistä kapasiteettia jäljellä, joten palkin voidaan olettaa kestävän pilarin poistosta aiheutuvat rasitukset. Myös ylempien kerrosten palkeilla on ylimääräistä kapasiteettia jäljellä. Rakennemallissa palkin jäyhyys on asetettu halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyydeksi teräsvenymälle 0,374 %, jolloin palkin taivutusmomenttikapasiteetti on suurimmillaan. Taivutusmomentin arvot dynaamisessa analyysissä eivät ylitä edes palkin myötölujuutta, joten rakennemallista saatu kiertymä on suurempi kuin todellisuudessa. DoD:n ohjeen mukaan sallittu kiertymä on 0,05 radiaania, joten myös kiertymät pysyvät sallituissa rajoissa. Palkin lisäksi myös sivumitaltaan 480 mm leveä neliöpilari kestää onnettomuustilanteen rasitukset. 480 mm leveän neliöpilarin mitoitus onnettomuustilanteen rasituksille on esitetty liitteessä 6. Kuvassa 31 on esitetty rakennuksen muodonmuutokset taipumien ollessa suurimmillaan.



Kuva 31: Rakennemallin muodonmuutokset taipumien ollessa suurimmillaan

### 7.3.3 Pilarijako 7,2 metriä

Gerber-palkkirakennetta tutkittiin vielä jännevälille 7,2 m, joka on viime aikoina yleistynyt toimistorakennusten rungoissa. Rakenteiden rasitukset pilarijaolla 7,2 m on esitetty seuraavalla sivulla olevassa taulukossa 15.

Taulukko 15: Gerber-palkkirakenteiden rasitukset pilarijaolla 7,2 m

	Jänneväli [m]	7,2
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	-1511,7
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1603,6
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus [Hz]	2,168
	Värähtelyn jaksonaika [s]	0,461
	Tukireaktion poistamiseen käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-2404,2
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,50
	Palkin pään suurin taipuma [mm]	149,1
	Kiertymä [rad]	0,021
	Kiertymä [°]	1,187
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	-6487,8
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	793,4
	Pilari E1 normaalivoima 2. kerroksessa	-5741,2
	2. kerroksen pilarin E1 alapään taivutusmomentti [kNm]	-1224,7
	2. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	1096,9

Eroavaisuudet pilarin tukireaktioissa sekä nurkan painumissa tämän ja kohdan 7.3.1 välillä selittyvät, kun 8,1 m pilarijaolla Gerber-palkkirakenne analysoitiin niin sanotusti rakenteena, jota ei ole mitoitettu nurkkapilarin poistosta aiheutuvia rasituksia varten. Rakenteiden jäyhyytenä käytettiin tuolloin murtohetken jäyhyyttä, joka oli hyvin pieni, ja pilarit olivat alkuperäisen rakenteen 480 mm leveitä neliöpilareita.

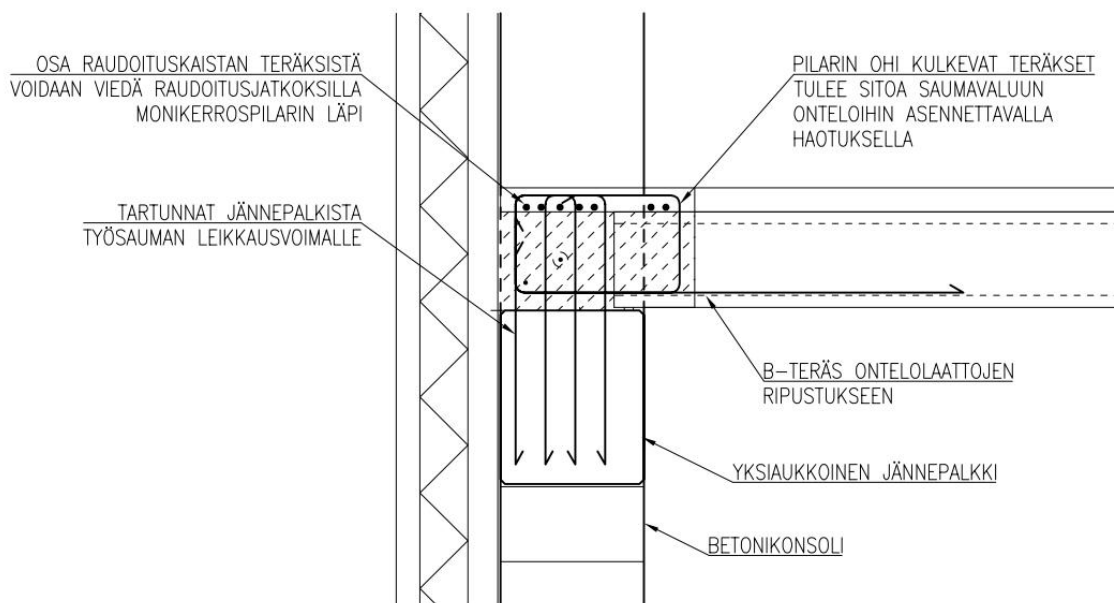
Kun pilarijako rakennemallissa oli 7,2 m pilareiden sivumittaa kasvatettiin sivumittaan 580 mm ja Gerber-palkkien koko kasvatettiin 580x680 mm:iin. Lisäksi palkkien jäyhyys laskettiin teräsvenymälle, jolloin palkilla oli suurin taivutuskapasiteetti. Palkin yläpintaan sijoitettiin 15 kappaletta 25 mm paksuja harjateräksiä lujuusluokaltaan A500HW, harjateräksistä 9 sijoitettiin ensimmäiseen ja 6 toiseen teräsriviin. Ylimpien terästen myötäessä rakenteen taivutuskapasiteetti on 2382 kNm, jonka jälkeen palkissa tapahtuu myötölujittumista ja suurin taivutuskapasiteetti 2635 kNm on ylimpien terästen teräsvenymällä 0,33 %. Gerber-palkkirakenteen jäykkyyden laskenta sekä taivutuskapasiteetin mitoitus on esitetty liitteessä 7. Nurkkapilarin poistuessa palkissa tapahtuu plastisoitumista, mutta myötölujittumisen ansiosta palkki kestää dynaamiset rasitukset. Ensimmäisten palkkien

rasitusten saavuttaessa palkkien myötörajan, kuormittuvat muut palkit suhteellisesti enemmän kuin palkki, johon plastinen nivel on muodostunut. Tällöin rasittuneimman palkin taivutus jää rakennemallin arvoa pienemmäksi ja muiden palkkien taivutusrasitukset hieman suuremmiksi. Rasitukset eivät kuitenkaan ylitä rakenteiden taivutuskapasiteetteja. Palkin plastisoituessa kiertymät kasvavat todellisuudessa hiukan enemmän kuin rakennemallista saadaan tulokseksi. Kiertymät jäävät kuitenkin alle sallitun 0,05 radiaania, ja 580 mm leveät neliöpilarit on mahdollista mitoittaa kestäämään onnettomuustilanteen rasitukset.

#### 7.4 Yksiaukkoiset palkit sekä monikerrospilarit

Yksiaukkoiset palkit ja monikerrospilarit –rakenne on työmaan kannalta helpompi runkoratkaisu, kuin jatkuvat palkit ja yksikerrospilarit. Siksi tutkittiin myös, millä tavalla nurkkapilarin poistumisesta aiheutuvat rasitukset saadaan hallittua monikerrospilarirakenteilla. Vetoterästen ja betonin puristuspinnan välinen etäisyys tulee saada riittävän suureksi, jotta rakenne kestää rasitukset. Tämän takia rakenteena käytettiin suorakaidepalkkeja, joiden päälle asennetaan ontelolaatat ja ontelolaattojen päälle asennetaan pintavaluun moduulilinjan 1 suuntaisesti raudoituskaista moduulivälille D-F. Rakennetta ei tutkittu lainkaan 8,1 metrin jännevälillä, sillä edellisistä rakenneratkaisuista oli käynyt selville rasitusten kasvavan niin suuriksi, ettei rakenteiden mitoittaminen muodostamaan vaihtoehtoja kuormansiirtoreittiä ole taloudellisesti järkevää.

Taivutuskapasiteettia analysoitiin siten, että raudoitus toimii vedettynä ja jännepalkin alapäähän saumavaluun muodostuu betonin puristuskomponentti. Seuraavassa esitettyjen laskelmien lisäksi on huomioitava, että rakenteen toimiessa liittorakenteena, tulee palkin ja saumavalujen työsauman leikkauskestävyys mitoittaa erikseen. Nurkkapilarin poistuksessa palkki-saumavalu-liittorakenteen yläpinnan betoni on halkeillut, joten käytännössä työsauman leikkausvoimat on hallittava riittävillä leikkaustartunnoilla palkista. Pintavaluun asennettava raudoitus voidaan myös viedä raudoitusjatkosten avulla pilarin läpi, jolloin työsauman ja saumavalujen raudoitusten suunnittelu, mitoitus ja asennus työmaalla on helpompaa. Kuvassa 32 on esimerkki raudoituskaistojen yhteydessä käytettävästä liitosdetaljista.



Kuva 32: Palkki-pilariliitos pintavaluun asennettavan raudoituskaistan kanssa

### 7.4.1 Rakenteen kyky muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti pilarijaolla 5,4 metriä

Rasitukset pilarijaolla 5,4 m on esitetty taulukossa 16.

Taulukko 16: Rasitukset, kun rakenteena ovat yksiaukkoiset palkit ja raudoituskaista pintavalussa

	Jänneväli [m]	5,4
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	-1175,1
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1019,7
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus [Hz]	3,176
	Värähtelyn jaksonaika [s]	0,315
	Tukireaktion poistamiseen käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1353,8
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,33
	Palkin pään suurin taipuma [mm]	56,5
	Kiertymä [rad]	0,010
	Kiertymä [°]	0,600
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	5129,7
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	214,6
	Pilari E1 normaalivoima 2. kerroksessa	-4508,1
	2. kerroksen pilarin E1 alapään taivutusmomentti [kNm]	-371,1
	2. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	347,0

Pintavaluun asennettavan raudoituksen määräksi riittää 7 kappaletta 25 mm paksuja harjateräksiä, jolloin raudoituskaistan myötövenymällä rakenteen taivutuskapasiteetti on 1215 kNm. Koska raudoituksen myötövenymällä betonin puristuskapasiteetti on suurempi kuin terästen vetokapasiteetti, kasvaa rakenteen taivutuskapasiteetti kasvaa teräsvenymän kasvaessa sillä teräsvenymän kasvaessa myös sisäinen momenttivarsi  $z$  kasvaa. Rakenteen suurin taivutuskapasiteetti on 1440 kNm kun teräsvenymä on 1,184 %. Terästen venyessä edelleen puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Dynaamiset rasitukset aiheuttavat rakenteeseen plastisen nivelen, mutta rakenteiden murtokapasiteetti ei ylitä. Rakenteiden plastisoituessa käy samoin kuin kohdassa 7.3.3, eli rasitetuimman palkin taivutusmomentin arvot hieman pienenevät ja nurkan taipumat hieman kasvavat, mutta DoD:n ohjeen mukaan sallittu kiertymä palkki-saumavalu-liittorakenteelle on

0,043 radiaania eivätkä rakenteen kiertymät ylittäne raja-arvoa. Myös pilareiden rasitukset pysyvät kohtuullisina ja 480 mm leveät pilarit kestävät onnettomuustilanteiden rasitukset. Pintavaluun asennettavan raudoituskaistan jäyhyys- sekä taivutuslaskelmat on esitetty liitteessä 8.

Yksiaukkoisia palkkeja käytettäessä saumavalujen betonin lujuusluokka määrittää betonin puristuskapasiteettia ja siten rajoittaa rakenteen suurinta taivutuskapasiteettia. Liitteessä 9 esitetyissä laskelmissa rakenteen taivutuskapasiteetti tutkittiin lujuusluokan C30/37 sijasta lujuusluokalle C45/55. Lujempi betonilujuus kasvatti rakenteen suurinta taivutuskapasiteettia vain 3,3 %, mutta teräsvenymä suurimman taivutuskapasiteetin hetkellä kasvoi 64,7 % arvoon 1,95 %. Lujemmilla saumavaluilla on siis suuri merkitys rakenteiden sitkeälle käyttäytymiselle, suuremmat teräsvenymät mahdollistavat suuremmat muodonmuutokset ja siten rakenteen kyky imeä putoavien rakenneosien liike-energiaa paranee merkittävästi.

#### **7.4.2 Pilarijako 7,2 metriä**

Raudoituskaistan rasitukset tutkittiin myös pilarijaolle 7,2 m. Kuten Gerber-palkin tapauksessa, pilarikooksi nurkkaan ja nurkasta seuraaviin pilareihin muutettiin neliöpilareiden sivumitaksi 580 mm sekä jännepalkin poikkileikkaukseksi asetettiin 580x680 mm. Rakenteiden rasitukset pilarijaolla 7,2 m on esitetty seuraavalla sivulla taulukossa 17.



Taulukko 17: Rasitukset, kun rakenteena on yksiaukkoiset palkit ja raudoituskaista pintalaatassa

	Jänneväli [m]	7,2
Staattinen analyysi	Mod E1 pilarin tukireaktio 1. kerroksessa [kN]	-1543,8
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-1684,8
Dynaaminen analyysi	Laattakenttien pystysuuntaisen värähtelyn ominaistajuus [Hz]	2,769
	Värähtelyn jaksonaika [s]	0,361
	Tukireaktion poistamiseen käytetty aika [s]	0,03
	Aikaväli [s]	0,01
	Vaimennuskerroin [s]	0,05
	Palkin tukimomentti mod E1 [kNm]	-2370,3
	Dynaaminen suurennuskerroin	1,41
	Palkin pään suurin taipuma [mm]	85,2
	Kiertymä [rad]	0,012
	Kiertymä [°]	0,678
	Pilarin E1 normaalivoima 1. kerroksessa [kN]	-6797,7
	1. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	535,8
	Pilari E1 normaalivoima 2. kerroksessa	-5990,7
	2. kerroksen pilarin E1 alapään taivutusmomentti [kNm]	-852,7
	2. kerroksen pilarin E1 yläpään taivutusmomentti [kNm]	795,7

Raudoituskaistan teräsmääräksi arvioitiin 11 kappaletta 25 mm paksuja harjateräksiä, jolloin rakenteen myötökapasiteetti on 2116 kNm ja murtokapasiteetti 2464 kNm. Myös rakenteen kiertymä 0,012 radiaania alittaa sallitun 0,034 radiaania, sekä 580 mm leveät neliöpilarit kestävät onnettomuustilanteen rasitukset. Liitteessä 10 on esitetty raudoituskaistan mitoitus, kun pilarijako on 7,2 m.

## 8 Johtopäätökset ja yhteenveto

Rakenteiden sortumaan liittyvät dynaamiset rasitukset ovat hyvin suuria ja mikäli niitä ei ole huomioitu suunnittelutilanteessa on riski, että sortuma pääsee etenemään muissa rakenteissa ja muodostuu niin sanottu jatkuva sortuma. Jatkovaa sortumaa ilmiönä on alettu tutkia vuonna 1968 sattuneen Ronan Pointin asuinrakennuksen nurkan sortuman myötä. Sortuman jälkeen suunnittelua ohjaaviin standardeihin lisättiin vaatimuksia esimerkiksi kuormien vaihtoehtoista siirtymisreiteistä sekä rakenteiden sitkeydestä ja jatkuvuudesta. Myöhemmin tapahtuneiden terrori-iskujen myötä huomiota on lisätty erityisesti siihen, miten jäljelle jääneet rakenteet kykenevät kantamaan poistuvan pystyrakenteen kantamat kuormat. Erityisesti USA:ssa vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointia ohjaaviin standardeihin on sisällytetty ohjeita käytettävistä analysointimenetelmistä ja esimerkiksi raja-arvoja rakenteiden sallituille kiertymiselle, kun taas Eurokoodeissa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti on lähinnä mainintana ilman enempiä ohjeistuksia.

Rakenteen murtuessa sen kantamat rasitukset siirtyvät muiden rakenteiden kannateltaviksi. Jatkovaa sortumaa voidaan kuvata erilaisilla sortumamalleilla, mutta yleensä sortumista voidaan havaita usean sortumamallin piirteitä, sen vuoksi siksi rakenteita ja rasituksia tulisi aina arvioida kokonaisuutena. Viime vuosikymmenten aikana tietotaidon ja tekniikan kehittyessä rakenteiden suunnittelutyö on myös kehittynyt. Suunnittelutyön, rakennusmateriaalien, rakenneratkaisujen ja analysointimenetelmien kehittyminen on johtanut siihen, että rakennus saadaan helpommin suunniteltua hyväksyttäviin riskirajoihin, eikä rakenteilla ole samalla tavalla ylimääräistä varmuutta kuin aikaisemmin. Näin ollen jatkuvan sortuman riskin voidaan katsoa nousseen viime vuosikymmenten aikana. Vaikka jatkuva sortuma ilmiönä on silti melko epätodennäköinen, voivat sen aiheuttamat seuraukset olla hyvin vakavia sekä menetettyjen ihmishenkien muodossa että aineellisten vahinkojen määrässä, joten suunnittelumenetelmiä etenkin vakavimpien seuraamusluokkien rakennuksissa on kehitettävä edelleen.

Jatkovaa sortumaa hallittaessa rakenteilta vaaditaan runsaasti sitkeyttä eli kykyä vaimentaa putoavien rakenneosien liike-energia muodonmuutosenergiaksi. Betonielementtirunkoisissa rakennuksissa jatkuvan sortuman hallintaa vaikeuttaa se, että elementit tehdään tehtailla valmiiksi, rakennuksen runko halutaan nostaa nopeasti ja elementit halutaan liittää työmaalla toisiinsa mahdollisimman pienellä työmäärällä. Betoni on hauras materiaali, joten betonista tehtyjen rakenneosien ja liitosten sitkeys muodostuu betoniin asennettavan raudoituksen avulla. Eurokoodeissa muodostetaan sitkeyttä rakenneosien välille sidejärjestelmällä, jonka avulla rakenteet pyritään sitomaan toisiinsa siten, että kantavan pystyrakenteen poistuessa rasitukset välittyvät köysirakenteena toimivan sidejärjestelmän avulla ehjille rakenteille. Tosin tutkimusten mukaan Eurokoodien sidejärjestelmällä saavutettavat kapasiteetit eivät ole tarpeeksi suuria jatkuvassa sortumassa esiintyviä todellisia rasituksia vastaan.

Vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä analysoidessa Eurokoodeissa rajoitetaan sallitun sortuman laajuutta ja todetaan, että kantavan pystyrakenteen kapasiteetin menetyksestä aiheutuvan sortuman ylittäessä sallitut rajat, tulee pystyrakenne mitoittaa avainasemassa olevana rakenneosana. Avainasemassa olevan rakenneosan mitoituksella pyritään pienentämään kantavan pystyrakenteen murtumisen todennäköisyyttä. Avainasemassa olevaan rakenneosaan kohdistettiin ennen ylimääräinen onnettomuustilanteen vaakakuorma  $A_d = 50 \text{ kN}$ , joka vain harvoin aiheutti muutoksia murto- ja käyttörajatilamitoitettuun betonirunkoisen rakennuksen pystyrakenteeseen. Viimeistelyvaiheessa olevan Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 Kansallisen liitteen mukaan pilarin tai seinälohkojen poistamisesta

johtuvan sortumavaurion ylittäessä hyväksytyt tai muuten määritellyt rajat voidaan rakenneosana joko suunnitella avainasemassa olevana rakenneosana, siten, että ”rakennuksen vaurionsietokyky oleellisesti kasvaa” tai ylimitoittaa normaalisti vallitsevassa mitoitustilanteessa. Ylimitoitus avainasemassa olevalle rakenneosalle tehdään kertomalla tarkasteltavan rakenneosan normaalivoiman mitoitusarvo luvulla 2,0, jolloin pystyrakenteen koko ja kapasiteetti määräytyy onnettomuustilanteen perusteella ja näin ollen myös pystyrakenteen poistumisen todennäköisyys pienenee.

Rakenteiden vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostamisen analysointia ei siis ohjeisteta Eurokoodeissa lainkaan. Yhdysvalloissa ohjeistuksia ovat antaneet sekä Yhdysvaltojen puolustusministeriö DoD, GSA että NIST;kin. Ohjeistukset perustuvat ASCE:n standardiin 41 ja niitä on muokattu vastaamaan paremmin jatkuvan sortuman analysointia. Ohjeissa poistettavien pilareiden sijainnit määritellään tarkkaan. Sijainneista voidaan huomata, että ohjeistukset ovat suunnattu erityisesti ulkoisia uhkia vastaan; rakennuksen sisältä pilarin poistamisen vaikutukset tutkitaan vain kerroksissa, joissa on parkkitiloja tai joihin on julkinen pääsy. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin analysointiin esitetään kolme tapaa: lineaarinen staattinen, epälineaarinen staattinen sekä epälineaarinen dynaaminen menetelmä. Staattisissa analyyseissä poistettavan pilarin yläpuolella siihen tukeutuvissa kentissä kuormia kerrotaan kuormituskertoimella, joka on n. 2 luokkaa, kun taas diplomityössä analysoiduissa rakenteissa dynaaminen suurennuskerroin oli välillä 1,33 - 1,7, jotka ovat johdonmukaisia verrattuna dynaamisen suurennuskertoimen teoreettiseen maksimiarvoon lineaarisesti toimivalle rakenteelle, mikä on 2,0. Koska rakennemallissa käytettiin lineaarista materiaalmallia ja vaimennuskerrointa, ei dynaamisten suurennuskerrointen tarkempi analysointi ole johdonmukaista. [26, s 56-58]

Työssä analysoitiin jatkuvaa sortumaa CC3-seuraamusluokkaan kuuluvan pilari-palkkirunkoisen betonielementtirakennuksen nurkan kohdalla. Nurkan jatkuvan sortuman hallinta on erityisen haasteellista, sillä nurkkaan ei pilarin poistuessa saada muodostettua vedettyä sidejärjestelmää vaan nurkkapilarin poistuessa jäljelle jäävien rakenteiden tulisi pystyä toimimaan ulokkeina ja kantamaan vaurioituneen pilarin kantamat kuormat. Analysointi suoritettiin Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeiden mukaisesti dynaamisena analyysinä, jossa poistettava pilari korvattiin pilarin staattisen analyysin tukireaktiolla. Dynaamisessa analyysissä kuormien arvot kasvatettiin aikavälillä 0 – 1 sekuntia täyteen arvoonsa ja ajanhetkellä 1,5 sekuntia pilarin tukireaktio poistettiin 0,03 sekunnissa. Kokonaisuudessa analyysia jatkettiin ajanhetkeen 4 sekuntia. Analyysissä aikavälinä käytettiin 0,01 sekuntia ja vaimennuskertoimena arvoa 0,05. Rakennemallia analysoitiin myös vaimennuskertoimelle 0,02 sekä 0,1, jolloin tulosten arvot palkin tukimomentille vaihtelivat +/- 10 %. Analyysissä betonin kimmokerrointa oli pienennetty luvulla 1,5, mikä ei vastaa todellisuutta, sillä äkillisiin kuormituksiin materiaali reagoi yleensä tangenttikimmokertoimellaan, joka betonille on  $1,05 \cdot E_{cm}$ . Kimmokertoimen muutos vaikutti analyysissä lähinnä pilarin poistamiseen käytettävissä olevaan aikaan, joka suuremman jäykkyyden myötä pieneni. Analyysi suoritettiin todellisella kimmokertoimella kohdan 7.3.2 rakenteelle, jolloin pilarin poistamiseen käytettävissä ollut aika pieneni 0,02 sekuntiin. Analyysissä palkin tukimomentin arvo pieneni n. 2 %, joten virheellä näytä olleen merkittävää vaikutusta työssä saatuihin tuloksiin. [20, s. 31]

Analysoinnin perusteella osoitettiin, että esimerkkikohteen alkuperäisillä, Eurokoodien mukaisilla sidejärjestelmillä ei vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä pääse syntymään, vaikka reunimmaista pilarijakoa pienennettäisiin 8,1 metristä 5,4 metriin. Nurkkapilarin poistuessa rakennuksesta sortuvat ainakin poistuvan pilarin yläpuoliset kerrokset, ja mi-

käli poistuva pilari sijaitsee ensimmäisen kerroksen yläpuolella, voivat putoavat rakenneosat vaurioittaa myös alempia rakenneosia. Työssä tutkittiin lisäksi, millaisilla rakenneratkaisuilla nurkkapilarin poistumisen aiheuttamat dynaamiset rasitukset saadaan hallittua. Seismisillä alueilla käytettyihin liitosdetaljeihin ja rakenneratkaisuihin ei haluttu turvautua, sillä ne poikkeavat merkittävästi Suomessa käytetyistä, koska kyseisillä alueilla liitosten tulee kyetä kantamaan sekä negatiivista että positiivista tukimomenttia. Myöskään ontelolaattojen pituutta ei haluttu lyhentää sillä palkin lyhentäminen on merkittävästi tehokkaampaa. Mikäli nurkkapilarit sekä nurkasta seuraavat pilarit muutettaisiin yksikerrospilareiksi, voidaan nurkassa käyttää Gerber-palkkirakenteita, joilla nurkkapilarin poistuessa nurkasta seuraavan pilarin kohdalle muodostuva tukimomentti saadaan hallittua. Myös pintavaluun asennettavalla raudoituskaistalla on mahdollista saada rakenteeseen tukimomenttikapasiteettia, mutta raudoituskaistan käyttäminen lisää hieman työmaalla tehtävän työn määrää. Myös rakenneratkaisut muodostuvat tällöin hieman hankalammiksi.

Rakenteita analysoitiin 8,1 metrin, 5,4 metrin ja viime aikoina yleistyneellä 7,2 metrin pilarijaolla. Mikäli reunimmaisten pilarilinjojen etäisyyttä toisistaan rajoitetaan 5,4 metriin, saadaan sekä Gerber-palkeilla että raudoituskaistaratkaisulla rakenteet suunniteltua kestävämmän onnettomuustilanteen dynaamiset rasitukset siten, ettei rakenteiden kokoa tarvitse alkuperäiseen rakenteeseen nähden merkittävästi muokata. Ainoastaan palkkien kokoa kasvatettiin 100 mm leveämmäksi.

Dynaamista analyysia suoritettaessa on huomioitava palkki-pilari-liitokseen kohdistuvan tukimomentin lisäksi myös muiden rakenneosien rasitukset. Esimerkiksi 7,2 metrin pilarijaolla nurkasta seuraaville neliöpilareille kohdistuvat taivutusrasitukset ovat liian suuret, joten pilarikokoa nurkasta seuraavassa pilarilinjassa joudutaan kasvattaa. Myös reunapalkkien kokoa tulee kasvattaa reilusti alkuperäistä suuremmaksi, jotta taivutusrasitukset saadaan hallittua. Rakenteiden koon kasvattaminen vain suhteellisen epätodennäköisen onnettomuustilanteen takia ei ole taloudellisesti järkevää, joten jänneväliä olisi esimerkkikohteen tapauksessa järkevintä rajoittaa 5,4 metriin. Lisäksi raudoituskaistarakenetta käytettäessä on huolehdittava liittorakenteen työsaumojen leikkauskestävyydestä. Halkeilleessa rakenteessa palkin ja saumavalujen sekä pintavalun raudoituskaistan toiminnan liittorakenteena mahdollistaa vain riittävän tiheä leikkausraudoitus. Suuremmilla jänneväleillä riittävän raudoituksen mahdollistaminen rakenteisiin voi muodostua liian hankalaksi, mikä myös puoltaa jännevälin rajoittamista 5,4 metriin. Palkin rakennemallin muuttuessa ulokkeelliseksi palkin taipumat muuttuvat merkittävästi normaalitilanteisiin verrattuna. Palkin taipuminen aiheuttaa leikkausjännityksiä onteloiden välisiin uumiin sekä poikittaisia vetojännityksiä ontelolaattojen alapintoihin. Kyseiset rasitukset ontelolaatoille on tärkeää tiedostaa jo ontelolaataston suunnitteluvaiheessa.

Työssä tutkittiin myös raudoitusverkon lisäämistä pintavaluun, raudoitusverkkona käytettiin 10 mm paksuja harjaterästankoja 150 mm jaolla molempiin suuntiin, mutta raudoitusverkon tuoma taivutuskapasiteetti välipohjarakenteelle jää niin pieneksi, ettei pelkkä Eurokoodien mukainen sidejärjestelmä riitä poistuvan pilarin aiheuttamien rasitusten hallintaan. Sidejärjestelmän tilalle tarvitaan siis sitkeämpiä rakenneratkaisuja. Työssä jätettiin tutkimatta matalapalkkirakenteet, esimerkiksi leukapalkit, sillä jo suorakaidepalkkirakennetta analysoidessa tuli selväksi, että dynaamisten rasitusten hallitsemiseksi tulee vedetyn raudoituksen sekä puristetun betonin painopisteen välinen etäisyys saada riittävän suureksi. Työssä tutkittiin myös reunimmaisen ontelolaatan korvaamista kuorilataalla, jonka pintavaluun asennettava raudoitus viedään raudoitusjatkoksilla palkin läpi tai yli seuraavaan kenttään. Myös kuorilaattarakenteella pintavalun raudoituksen ja betonin

puristetun osan välinen etäisyys jää niin pieneksi, ettei kyseisellä rakenteella saavutettava taivutuskapasiteettia saada riittävän suureksi. Tällöin riittävän sitkeyden saavuttamiseksi reunimmaiset ontelolaattakentät tulisi kokonaan korvata kuorilaatoilla tai paikallavaletulla teräsbetonilaatalla. Kuorilaataston toimiminen kantavan pystyrakenteen vaurioitumisen yhteydessä olisikin mielenkiintoinen jatkotutkimuksen aihe.

Työstä saatujen tulosten perusteella on selvää, ettei Suomessa käytettävien Eurokoodien mukaisella sidejärjestelmällä saavutettava sitkeys riitä nurkkapilarin poistumisesta aiheutuvien rasitusten hallintaan. Nurkkapilarin kapasiteetin menettäminen on kuitenkin hyvin epätodennäköinen tapahtuma, ja jokaisessa rakennushankkeessa onkin syytä erikseen miettiä, tuleeko nurkkapilarin poistumiseen varautua. Mikäli pilarin poistumisen seuraukset halutaan hallita, tulee nurkan rakenneratkaisujen poiketa muualla rakennuksessa käytettävistä rakenneratkaisuista ja reunimmaisten pilarilinjojen välistä etäisyyttä olisi syytä rajoittaa, jottei rakenteiden koko määräytyisi onnettomuustilanteiden rasitusten johdosta. Tällä hetkellä Eurokoodeissa ohjeistetaan, että rakennusten suunnittelussa on tarkistettava, ettei rakennus menetä stabiliteettiaan, eikä paikallinen vaurio laajene yli hyväksyttyjen rakenteiden, kun rakennuksesta ajatellaan poistetuksi mikä tahansa pilari, sitä tukeva palkki tai kantavan seinän lohko. Ohjeistuksissa olisi hyvä myös esittää reunaehdotja kantavan pystyrakenteen poistamisesta aiheutuvien rasituksien tarkistukseen, samaan tapaan kuin Yhdysvaltalaisissa ohjeistuksissa on esitetty.

## Lähdeluettelo

- 1 Suomen Betoniyhdistys r.y.. Betoninormikortti 23\_EC. 2012. Liitosten suunnittelu ja mitoitus onnettomuuskuormille standardin SFS-EN 1991-1-7 Yleiset kuormat, onnettomuuskuormat mukaan. Helsinki. 59 s.
- 2 Department of Defense. 2013. UFC 4-023-03, Unified facilities criteria, Design of buildings to resist progressive collapse. 227 s.
- 3 National institute of standards and Technology. 2007. NISTIR 7396, Best practises for reducing the potential for progressive collapse in buildings. 194 s.
- 4 Federal Emergency Management Agency, 2005. FEMA 439 A. Blast-Resistance Benefits of Seismic Design. 296 s.
- 5 M.R. Bloomberg, R.W. Kelly, R.A. Falkenrath. 2009. Engineering Security. Protective Design for High Risk Buildings. New York City Police Department. 105 s.
- 6 Federal Emergency Management Agency. 1996. FEMA 277. The Oklahoma City Bombing: Improving Building Performance Through Multi-Hazard Mitigation. 116 s.
- 7 T. Krauthammer, R. L. Hall, S. c. Woodson, J. T. Baylot, J. R. Hayes, Y. Sohn. 2002. Development of progressive collapse analysis procedure and condition assessment for structures. 11 s.
- 8 McKay, Aldo. 2008. Alternate path method in progressive collapse analysis: variation of dynamic and non-linear load increase factors. Diplomityö. The University of Texas. San Antonio. 83 s.
- 9 National institute of standards and Technology. Public Affairs Office. 2007. First compregensive set of model code changes adopted based on recommendations from commerce's NIST World Trade Center Investigation. Käyty 16.2.2016. [http://www.nist.gov/public\\_affairs/releases/wtc\\_062007.cfm](http://www.nist.gov/public_affairs/releases/wtc_062007.cfm)
- 10 Suomen standardisoimisliitto SFS. SFS-EN 1991-1-7. 2007. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki. 112 s.
- 11 Ympäristöministeriö. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-7. 2016 (luonnos). Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormia koskevista kansallisista valinnoista ja asetukseen liittyvät ohjeet. Helsinki. 14 s.
- 12 Starossek, U. 2009. Progressive Collapse of Structures. London: Thomas Telford Limited. 168 s. ISBN 978-0-7277-3521-8.
- 13 Beeby, Andrew. 2004. Why do we need ductility in reinforced concrete structures?. Concrete vol 38 No. 5. 3 s.

- 14 **Rakennusteollisuus. 2006. Rakennusrungon vakavuustarkastelut. Tassu-projekti. 63 s. Käyty 20.10.2015. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21927/Rakennusrungon%20vakavuustarkastelut.pdf>**
- 15 **General-Anzeiger, 2012, Experten warnen vor größeren Blackouts im Winter, <http://www.general-anzeiger-bonn.de/region/wirtschaft/Experten-warnen-vor-groesseren-Blackouts-im-Winter-article883360.html>. luettu 21.9.2015**
- 16 **Canada Alive!, 2013, Snapshot: Ice Storm '98, <https://canadaalive.wordpress.com/2013/12/27/snapshot-ice-storm-98/>. luettu 21.9.2015**
- 17 **Gioncu, Victor. 2000. Framed Structures. Ductility and seismic response. General report. Journal of Constrcutional steel research 55. s. 125-154.**
- 18 **Leskelä, Matti. 2005. BY210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys r.y. 711 s. ISBN: 952-5075-75-3.**
- 19 **Rantala, Tuomo. 2013. Teräsbetonirakenteen sitkeys suunnitteluperusteena. Diplomityö. Aalto-yliopisto. Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelma. Espoo. 101+40 s.**
- 20 **Suomen standardisoimisliitto SFS. SFS-EN 1992-1-1. 2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. 217 s.**
- 21 **Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betoniteollisuus –jaosto. 2009. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 2: Betonirakenteiden suunnitteluperusteet. 9 s.**
- 22 **X.M. Zhao, Y.F. Wu, A.Y.T. Leung. 2011. Analyses of plastic hinge regions in reinforced concrete beams under monotonic loading. Engineering Structures 34. 16 s.**
- 23 **American Society of Civil Engineers. 2006. Seismic Rehabilitation of existing buildings. Reston, Virginia. 411 s. Käyty 29.10.2015. <http://by.genie.uottawa.ca/~murat/ASCE%2041-06%20%28rehabilitation%29.pdf>**
- 24 **Elementtisuunnittelu.fi. Elementtirakentamisen historia. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen/elementtirakentamisen-historia>. Luettu 24.2.2016.**
- 25 **Elementtisuunnittelu.fi. Talonrakentaminen. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen/talonrakentaminen>. Luettu 8.3.2016.**
- 26 **Aittola, J. 2014. Betonielementtirakenteisen kehärungon jatkuvan sortuman hallinta vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä. Diplomityö. Aalto-yliopisto. Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelma. Espoo. 86+7 s.**

- 27 Mikkola, M. 2012. Jatkuvan sortuman estäminen teräsbetonirunkoisen asuinkerrostalon suunnitteluperusteena. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelma. Espoo. 96+17 s.
- 28 Sipiläinen, J. 2015. Hallimaisten betonielementtirakennusten jatkuvan sortuman estäminen. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma. Tampere. 137+23 s.
- 29 Elementtisuunnittelu.fi. Toimisto- ja liikerakennukset. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/toimisto-ja-liikerakennukset>. Luettu 9.3.2016.
- 30 Elementtisuunnittelu.fi. Matalapalkit. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/palkit/matalapalkit>. Luettu 23.3.2016.
- 31 Elementtisuunnittelu.fi. Pysäköintilaitokset. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/pysakointilaitokset>. Luettu 14.3.2016.
- 32 Elementtisuunnittelu.fi. Runkorakenteiden vakioliitokset. Saatavilla osoitteesta <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/runkoliitokset>. Luettu 22.3.2016.
- 33 Elementtisuunnittelu.fi. Ohje leukapalkkien käytöstä. Saatavilla osoitteesta <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/palkit/leukapalkit>. Luettu 22.3.2016.
- 34 Matti V. Leskelä. 2009. Raportti RTL 0105. Kumilevylaakerin mitoittaminen. Oulun yliopisto. 26 s.
- 35 *fédération internationale du béton (fib)*. 2008. bulletin 43. Structural connections for precast concrete buildings. Sprint-Digital-Druck. Stuttgart. 360 s. ISBN: 978-2-88394-083-3
- 36 Suomen standardisoimisliitto SFS. SFS-EN 1990. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki. 184 s.
- 37 Ympäristöministeriö. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990. 2007. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki. 7 s.
- 38 Dallas-Fort Worth Freeways. Looking west from the Midway Road overpass. At Midway, the managed lanes are below grade and the main lanes are on an overpass over Midway Road. 2015. <http://dfwfreeways.com/i635/roadside-lbj-express>.
- 39 Y. Li, X. Lu, H. Guan, L. Ye. 2011. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete structures. *Engineering structures* 33. 11 s.
- 40 Department of Defense. 2014. UFC 3-301-01, Unified facilities criteria, Structural Engineering. 162 s.



- 41 Department for Communities and local government. 2011. Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse. Lontoo. DCLG Publications. 198 s. ISBN: 978-1-4098-3007-8
- 42 General Services Administration. 2013. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 143 s.
- 43 American Concrete Institute. 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Farmington Hills, Michigan. 519 s. ISBN: 978-0-87031-930-3
- 44 Interagency Security Committee. 2013. The risk management process for Federal Facilities: An interagency security committee standard. 94 s. Käyty 21.10.2015. [https://www.dhs.gov/sites/default/files/publications/ISC\\_Risk-Management-Process\\_Aug\\_2013.pdf](https://www.dhs.gov/sites/default/files/publications/ISC_Risk-Management-Process_Aug_2013.pdf)
- 45 Feng, Miao. 2014. Reliability-Based Progressive Collapse and Redundancy Analysis of Bridge Systems. Väitöskirja. City University of New York. Graduate faculty in Engineering. New York. 210 s.
- 46 T. Paulay, M. J. N. Priestley. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. USA. John Wiley & Sons, inc. 768 s. ISBN: 978-0-471-54915-4.
- 47 Miranda, Eduardo. 2014. Damping Ratios in Buildings Obtained from Instrumented Buildings in California. Seminaariesitys. Structural Engineers Associations of Northern California.

## Liiteluettelo

- Liite 1. Ontelolaatta-pintavalu-liittorakenteen jäykkyys. 3 sivua.
- Liite 2. Alkuperäisen rakennuksen palkkien jäykkyydet liittorakenteina. 9 sivua.
- Liite 3. Alkuperäisen rakenteen palkki-pilari-konsoliliitoksen jäykkyys sekä taivutuskapasiteetti. 4 sivua.
- Liite 4. Normaalitilanteille mitoitettu Gerber-palkki. 7 sivua.
- Liite 5. Onnettomuuskuormat kestävä Gerber-palkkirakenne. 7 sivua.
- Liite 6. Pilarin mitoitus Gerber-palkkirakenteelle pilarijaolla 5,4 m. 3 sivua.
- Liite 7. Gerber-palkin mitoitus onnettomuustilanteessa pilarijaolle 7,2 m. 6 sivua.
- Liite 8. Raudoituskaistan taivutuskapasiteetti ja jäykkyys pilarijaolla 5,4 m. 4 sivua.
- Liite 9. Raudoituskaistan taivutuskapasiteetti lujemmilla saumavaluilla. 3 sivua.
- Liite 10. Raudoituskaistan taivutuskapasiteetti ja jäykkyys pilarijaolla 7,2 m. 7 sivua.

**Umpinaisen betonilaatan korkeus, joka vastaa  
ontelolaatta-pintavalu-liittorakenteen massaa**

$$g_{ol} := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot g = 3.923 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{ontelolaataston neliöpaino}$$

$$h_{pv} := 60\text{mm} \quad g_{pv} := h_{pv} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{pintavalun neliöpaino}$$

$$h_{ekv.l} := \frac{g_{ol} + g_{pv}}{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} = 217\text{mm} \quad \begin{array}{l} \text{betonilaatan paksuus, jolloin laatta} \\ \text{painaa yhtä paljon kuin} \\ \text{ontelolaatta-pintavalu-liittorakenne} \end{array}$$

**Ontelolaatta-pintavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: 320mm korkea ja 1200mm leveä ontelolaatta, jonka päällä 60 mm pintavalu  
Ontelolaatan lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37  
Jänneteräokset 5 kpl d = 12,5 mm, st. 1630/1860

**Ontelolaatta**

$$\gamma_c := 1.2 \quad \text{Materiaaliosavarmuuskerroin}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \text{Pitkäaikaislujuuskerroin}$$

$$f_{ck1} := 50\text{MPa} \quad \text{Betonin sylinterilujuus}$$

$$f_{ck.c1} := 60\text{MPa} \quad \text{Betonin kuutiolujuus}$$

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8\text{MPa} = 58\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen puristuslujuus}$$

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 37.278\text{GPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen kimmokerroin}$$

$$\varphi_1 := 1.5 \quad \begin{array}{l} \text{virumaluku, rakennetta tutkitaan käytön aikana} \\ t > 3650\text{vrk} \end{array}$$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 14911.148\text{MPa}$$

$$f_{ctm1} := 4.1\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen vetolujuus}$$

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.87\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden ominaisarvo}$$

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 2.392\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden laskenta-arvo}$$

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 35.417\text{MPa} \quad \text{Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo}$$

$$h_1 := 320\text{mm} \quad b_1 := 1200\text{mm} \quad \text{Ontelolaatan leveys ja korkeus}$$

$$A_T := 46202\text{mm}^2 \quad \text{Ontelolaatan reiän pinta-ala}$$

$$n_T := 4$$

Ontelolaatan reikien määrä

$$d_T := \sqrt{\frac{A_T}{\pi}} \cdot 2 = 242.541 \cdot \text{mm}$$

Ontelolaatan reiän halkaisija, yksinkertaistuksen vuoksi on oletettu, että reikä on pyöreä

### Pintavalu

$$f_{ck2} := 30 \text{ MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c2} := 37 \text{ MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm2} := f_{ck2} + 8 \text{ MPa} = 38 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm2} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm2}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ MPa} = 32.837 \cdot \text{GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_2 := \varphi_1 = 1.5$$

$$E_{cm2} := \frac{E_{cm2}}{1 + \varphi_2} = 13134.627 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm2} := 2.9 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk2.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm2} = 2.03 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd2} := \frac{f_{ctk2.0.05}}{\gamma_c} = 1.692 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 21.25 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_2 := h_{pv} = 60 \cdot \text{mm}$$

### Jänneteräksset

$$\phi_{p1} := 12.5 \text{ mm} \quad A_{p1} := 93 \text{ mm}^2 \quad n_{p1} := 5$$

$$c_{p1} := 35 \text{ mm} \quad \text{punosten etäisyys alapinnasta}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

### Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys

$$\alpha_p := \frac{E_p}{E_{cm1}} = 13.077 \quad \text{jänneteräksen ja ontelolaatan kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c2} := \frac{E_{cm2}}{E_{cm1}} = 0.881 \quad \text{pintavalun ja ontelolaatan kimmokertoimien suhde}$$

$$A_m := (b_1 \cdot h_1 - n_T \cdot A_T) + (\alpha_p - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) + \alpha_{c2} \cdot b_1 \cdot h_2 = 0.268 \cdot \text{m}^2 \quad \text{poikkileikkauksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_m := \frac{\left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right) \cdot (b_1 \cdot h_1 - n_r \cdot A_r) + \frac{h_2}{2} \cdot (\alpha_{c2} \cdot b_1 \cdot h_2) + (h_2 + h_1 - c_{p1}) \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1})}{A_m}$$

$y_m = 177.692 \cdot \text{mm}$  poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen yläpinnasta

$$I_m := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} - n_r \cdot \frac{\pi \cdot d_r^4}{64} + (b_1 \cdot h_1 - n_r \cdot A_r) \cdot \left(h_2 + \frac{h_1}{2} - y_m\right)^2 \dots$$

$$+ \alpha_{c2} \cdot \left[ \frac{b_1 \cdot h_2^3}{12} + (b_1 \cdot h_2) \cdot \left(y_m - \frac{h_2}{2}\right)^2 \right] \dots$$

$$+ (\alpha_p - 1) \cdot (A_{p1} \cdot n_{p1}) \cdot (h_2 + h_1 - c_{p1} - y_m)^2$$

$$I_m = 4.514 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4 \quad I_m = 451352.198 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{Liittorakenteen jäyhyysmomentti}$$

1m leveän suorakaidepoikkileikkauksen korkeus, jolla suorakaidepoikkileikkauksen jäyhyysmomentti on sama kuin liittorakenteella

$$\frac{1\text{m} \cdot h_{\text{ekv.2}}^3}{12} = I_m$$

$$h_{\text{ekv.2}} := \frac{\frac{1}{12^3} \cdot I_m^{\frac{1}{3}}}{\frac{1}{(1\text{m})^3}} = 378 \cdot \text{mm}$$

Rakennemallissa ontelolaatasto mallinnetaan ortotrooppisena laattana, jonka tehollinen korkeus on eri ontelolaattojen kantosuunnassa sekä kantosuuntaa vastaan kohtisuoraan. Ontelolaattojen kantosuunnassa tehollinen korkeus on 378 mm, kantosuuntaa vastaan kohtisuoraan jäykkyys on 0,1 mm.

**Reunapalkki-saumavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Suorakaidepalkki 380x580, johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu.

Leukapalkin lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37

Jänneteräokset 8+2 kpl d = 12,5 mm, st. 1630/1860

Ontelolaatan päätysaumassa kulkee T16-harjaterästanko ja lisäksi pilariväleissä on toinen T16 harjaterästanko lähellä ontelolaatan ontelon alareunaa.

Koska halutaan arvioita todellisen rakenteen toimintaa, palkit ovat nivelellisesti tuettuja ja rakenteen jäykkyyteen vaikuttaa leukapalkki punoksineen, saumavalut, sideteräokset sekä pintavalu. Suurempi jäykkyys tarkoittaa suurempaa ominaistaajuutta ja siten rakennuksen vasteaika pienenee, eli pilarin poistoon käytettävissä oleva aika pienenee. Mitä vähemmän jäykkyyksiä huomioidaan, sen pitempi poistamiseen käytettävissä oleva aika on ja siten tulokset ovat epävarmalla puolella. Toisaalta pilarin välitöntä poistamista ei haluta, sillä se taas aiheuttaa ylisuuria rasituksia. Halkeilun vaikutusta liittorakenteen jäykkyyteen ei huomioida, koska jännitetyt rakenteet mitoitetaan halkeilemattomiksi. Palkin ja saumavalujen työsauman oletetaan kestävän työsauman leikkausjännityksen.

**Reunapalkki moduulilla 1**

$$\gamma_c := 1.2$$

Materiaaliosavarmuuskerroin

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Pitkäaikaislujuuskerroin

$$f_{ck1} := 50 \text{ MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c1} := 60 \text{ MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 58 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ MPa} = 37.278 \text{ GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_1 := 1.5$$

virumaluku, rakennetta tutkitaan käytön aikana  
 $t > 3650 \text{ vrk}$ 

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 14911.148 \text{ MPa}$$

$$E_{cm1} = 1491.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm1} := 4.1 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.87 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 2.392 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 35.417 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_1 := 580 \text{ mm}$$

betonipalkin korkeus

$$b_1 := 380 \text{ mm}$$

betonipalkin leveys

$$h_{np} := 10 \text{ mm}$$

neopreeninauhan paksuus

$$h_{ol} := 320\text{mm}$$

ontelolaatan paksuus

**Pinta- ja saumavalu**

$$f_{ck2} := 30\text{MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c2} := 37\text{MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm2} := f_{ck2} + 8\text{MPa} = 38\cdot\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm2} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm2}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 32.837\cdot\text{GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_2 := \varphi_1 = 1.5$$

$$E_{cm2} := \frac{E_{cm2}}{1 + \varphi_2} = 13134.627\cdot\text{MPa}$$

$$E_{cm2} = 1313.463 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm2} := 2.9\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk2.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm2} = 2.03\cdot\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd2} := \frac{f_{ctk2.0.05}}{\gamma_c} = 1.692\cdot\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 21.25\cdot\text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_2 := h_{np} + h_{ol} = 330\cdot\text{mm}$$

saumavalun korkeus

$$b_2 := b_1 - 60\text{mm} + 50\text{mm} = 370\cdot\text{mm}$$

saumavalun leveys, oletetaan ontelolaatan tukpinnaksi 60 mm ja ontelolaatoissa olevan valutulpan syvyydeksi 50 mm

$$h_3 := 60\text{mm}$$

pintavalun korkeus

$$b_3 := b_2 = 370\cdot\text{mm}$$

oletetaan, että pintalaatta toimii alueella, jossa saumavalut vaikuttavat

**Jänneteräkset**

$$\phi_{p1} := 12.5\text{mm} \quad A_{p1} := 93\text{mm}^2$$

$$c_{p1} := 45\text{mm}$$

alimman punosrivin etäisyys palkin alapinnasta

$$n_{p1} := 6$$

alimman punosrivin punosten lukumäärä

$$c_{p2} := 45\text{mm} + 14\text{mm} = 59\cdot\text{mm}$$

$$n_{p2} := 2$$

$$c_{p3} := h_1 - 55\text{mm} = 525\cdot\text{mm}$$

$$n_{p3} := 2$$

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

**Sideteräksset**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\phi_{s1} := 16 \text{ mm} \quad A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{s1} := \frac{h_{ol}}{2} = 160 \cdot \text{mm} \quad \text{saumateräksen etäisyys ontelolaatan yläreunasta}$$

$$n_{s1} := 1$$

$$c_{s2} := h_{ol} - 100 \text{ mm} = 220 \cdot \text{mm} \quad \text{toisen sideteräksen etäisyys ontelolaatan yläreunasta}$$

$$n_{s2} := 1$$

$$E_{s1} := 200000 \text{ MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

**Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys**

$$\alpha_{p1} := \frac{E_p}{E_{cm1}} = 13.077 \quad \text{jänneteräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c2} := \frac{E_{cm2}}{E_{cm1}} = 0.881 \quad \text{sauma- ja pintavalujen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c3} := \alpha_{c2}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.413 \quad \text{harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$h_{lr} := h_3 + h_2 + h_1 = 970 \cdot \text{mm}$$

$$A_m := b_1 \cdot h_1 + (\alpha_{p1} - 1) \cdot [(n_{p1} + n_{p2} + n_{p3}) \cdot A_{p1}] \dots$$

$$+ \alpha_{c2} \cdot b_2 \cdot h_2 + (\alpha_{s1} - 1) \cdot [(n_{s1} + n_{s2}) \cdot A_{s1}] + \alpha_{c3} \cdot h_3 \cdot b_3$$

$$A_m = 363731.555 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{poikkileikkauksen muunnettu pinta-ala}$$

$$\left( h_3 + h_2 + \frac{h_1}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot h_1) + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p1}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \dots$$

$$+ (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p2}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p3}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \dots$$

$$+ \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \cdot \alpha_{c2} \cdot (b_2 \cdot h_2) + (h_3 + c_{s1}) \cdot (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) + (h_3 + c_{s2}) \cdot (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s2} \cdot A_{s1}) \dots$$

$$+ \frac{h_3}{2} \cdot \alpha_{c3} \cdot (h_3 \cdot b_3)$$

$$y_m := \frac{\dots}{A_m}$$

$$y_m = 509.128 \cdot \text{mm} \quad \text{poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen yläpinnasta}$$

$$y_{ma} := h_1 + h_2 + h_3 - y_m = 460.872 \cdot \text{mm} \quad \text{neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen alapinnasta}$$



$$\begin{aligned}
I_m := & \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + (b_1 \cdot h_1) \cdot \left( h_3 + h_2 + \frac{h_1}{2} - y_m \right)^2 \dots \\
& + (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \cdot (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p1} - y_m)^2 \dots \\
& + (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) \cdot (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p2} - y_m)^2 \dots \\
& + (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \cdot \left[ y_m - (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p3}) \right]^2 \dots \\
& + \alpha_{c2} \cdot \left[ \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + (b_2 \cdot h_2) \cdot \left[ y_m - \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \right]^2 \right] \dots \\
& + (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) \cdot \left[ y_m - (h_3 + c_{s1}) \right]^2 + (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s2} \cdot A_{s1}) \cdot \left[ y_m - (h_3 + c_{s2}) \right]^2 \dots \\
& + \alpha_{c3} \cdot \left[ \left( \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} \right) + (b_3 \cdot h_3) \cdot \left( y_m - \frac{h_3}{2} \right)^2 \right]
\end{aligned}$$

$$I_m = 0.029 \text{ m}^4 \qquad I_m = 2864451.428 \cdot \text{cm}^4$$

Palkki korvataan rakennemallissa palkilla, jonka y-suuntainen jäyhyysmomentti on yhtä suuri kuin  $I_{m1}$ , sillä kertoimella muokattua y-suuntaista jäyhyysmomenttia ei RFEM:n Dynam Pro -lisäosa osaa lukea. 380mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin reunapalkilla

$$h_{b380} := \frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{12} \cdot I_m}{(380\text{mm})^3} = 967.119 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin 380\*580mm leveä palkki

$$g_{ekv} := \frac{0.38\text{m} \cdot 0.58\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.38\text{m} \cdot h_{b380}} = 14.993 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

### **Reunapalkki-saumavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Suorakaidepalkki 380x480, johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu.

Leukapalkin lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37

Jänneteräket 6+2 kpl  $d = 12,5 \text{ mm}$ , st. 1630/1860

Ontelolaatan päätysaumassa kulkee T16-harjaterästanko ja lisäksi pilariväleissä on toinen T16 harjaterästanko lähellä ontelolaatan ontelon alareunaa.

### **Reunapalkki moduulilla 4**

$$h_1 := 480\text{mm}$$

betonipalkin korkeus

$$b_1 := 380\text{mm}$$

betonipalkin leveys

$$h_{np} := 10\text{mm}$$

neopreeninauhan paksuus

$$h_{ol} := 320\text{mm}$$

ontelolaatan paksuus

### Jänneteräkset

$$\phi_{p1} := 12.5\text{mm}$$

$$A_{p1} := 93\text{mm}^2$$

$$c_{p1} := 45\text{mm}$$

alimman punosrivin etäisyys palkin alapinnasta

$$n_{p1} := 6$$

alimman punosrivin punosten lukumäärä

$$c_{p2} := 0\text{mm}$$

$$n_{p2} := 0$$

$$c_{p3} := h_1 - 55\text{mm} = 425\text{mm}$$

palkin yläpinnan punokset

$$n_{p3} := 2$$

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

### Sideteräkset

$$\gamma_s := 1$$

$$\epsilon_{uk} := 5\%$$

$$\epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{s1} := 16\text{mm} \quad A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 201.062\text{mm}^2$$

$$c_{s1} := \frac{h_{ol}}{2} = 160\text{mm}$$

saumateräksen etäisyys ontelolaatan yläreunasta

$$n_{s1} := 1$$

$$c_{s2} := h_{ol} - 100\text{mm} = 220\text{mm}$$

toisen sideteräksen etäisyys ontelolaatan yläreunasta

$$n_{s2} := 1$$

$$E_{s1} := 200000\text{MPa}$$

$$\epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

### Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys

$$\alpha_{p1} := \frac{E_p}{E_{cm1}} = 13.077$$

jänneteräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde

$$\alpha_{c2} := \frac{E_{cm2}}{E_{cm1}} = 0.881$$

sauma- ja pintavalujen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde

$$\alpha_{c3} := \alpha_{c2}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.413$$

harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde

$$h_{lr} := h_3 + h_2 + h_1 = 870\text{mm}$$

$$A_m := b_1 \cdot h_1 + (\alpha_{p1} - 1) \cdot [(n_{p1} + n_{p2} + n_{p3}) \cdot A_{p1}] \dots \\ + \alpha_{c2} \cdot b_2 \cdot h_2 + (\alpha_{s1} - 1) \cdot [(n_{s1} + n_{s2}) \cdot A_{s1}] + \alpha_{c3} \cdot h_3 \cdot b_3$$

$$A_m = 323485.147 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{poikkileikkauksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_m := \frac{\left( h_3 + h_2 + \frac{h_1}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot h_1) + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p1}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \dots \\ + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p2}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p3}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \dots \\ + \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \cdot \alpha_{c2} \cdot (b_2 \cdot h_2) + (h_3 + c_{s1}) \cdot (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) + (h_3 + c_{s2}) \cdot (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s2} \cdot A_{s1}) \dots \\ + \frac{h_3}{2} \cdot \alpha_{c3} \cdot (b_3 \cdot h_3)}{A_m}$$

$$y_m = 455.988 \cdot \text{mm} \quad \text{poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen yläpinnasta}$$

$$y_{ma} := h_1 + h_2 + h_3 - y_m = 414.012 \cdot \text{mm} \quad \text{neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen alapinnasta}$$

$$I_m := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + (b_1 \cdot h_1) \cdot \left( h_3 + h_2 + \frac{h_1}{2} - y_m \right)^2 \dots \\ + (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \cdot (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p1} - y_m)^2 \dots \\ + (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) \cdot (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p2} - y_m)^2 \dots \\ + (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \cdot \left[ y_m - (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p3}) \right]^2 \dots \\ + \alpha_{c2} \cdot \left[ \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + (b_2 \cdot h_2) \cdot \left[ y_m - \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \right]^2 \right] \dots \\ + (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) \cdot \left[ y_m - (h_3 + c_{s1}) \right]^2 + (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s2} \cdot A_{s1}) \cdot \left[ y_m - (h_3 + c_{s2}) \right]^2 \dots \\ + \alpha_{c3} \cdot \left[ \left( \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} \right) + (b_3 \cdot h_3) \cdot \left( y_m - \frac{h_3}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_m = 0.02 \text{ m}^4 \quad I_m = 2042844.538 \cdot \text{cm}^4$$

380mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin reunapalkilla

$$h_{b380} := \frac{\frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{12^3}}{I_m}}{\frac{1}{(380\text{mm})^3}} = 864.061 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin 380\*480mm leveä palkki

$$g_{ekv} := \frac{0.38\text{m} \cdot 0.48\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.38\text{m} \cdot h_{b380}} = 13.888 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

**Leukapalkki-saumavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Leukapalkki 530x480(880), johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu.

Leukapalkin lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37

Jänneteräokset 14+2 kpl d = 12,5 mm, st. 1630/1860

Ontelolaatan päätysaumassa kulkee T16-harjaterästanko molempien leukojen päällä.

**Leukapalkki**

$h_1 := 530\text{mm}$	betonipalkin korkeus
$h_{\text{leuka}} := 200\text{mm}$	palkin leuan korkeus
$b_1 := 880\text{mm}$	betonipalkin leveys
$b_{\text{uuma}} := 480\text{mm}$	palkin uuman leveys
$h_{\text{np}} := 10\text{mm}$	neopreeninauhan paksuus

**Pinta- ja saumavalu**

$h_2 := h_1 - h_{\text{leuka}} = 330\text{mm}$	saumavalun korkeus
$b_2 := 2 \cdot (60\text{mm} + 50\text{mm}) = 220\text{mm}$	saumavalun leveys, oletetaan että ontelolaatan ja uuman väliin jää 60mm ja ontelolaatoissa oleva valutulppa on 50mm syvä
$h_3 := 60\text{mm}$	pintavalun korkeus
$b_3 := b_2 + b_{\text{uuma}} = 700\text{mm}$	oletetaan, että pintalaatta toimii alueella, jossa saumavalut vaikuttavat

**Jänneteräokset**

$\phi_{p1} := 12.5\text{mm}$	$A_{p1} := 93\text{mm}^2$	
$c_{p1} := 50\text{mm}$		alimman punosrivin etäisyys palkin alapinnasta
$\eta_{p1} := 10$		alimman punosrivin punosten lukumäärä
$c_{p2} := 50\text{mm} + 14\text{mm} = 64\text{mm}$		
$\eta_{p2} := 4$		
$c_{p3} := h_1 - 45\text{mm} = 485\text{mm}$		
$\eta_{p3} := 2$		

**Sideteräokset**

$\phi_{s1} := 16\text{mm}$	$A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 201.062\text{mm}^2$	
$c_{s1} := \frac{320\text{mm}}{2} = 160\text{mm}$		saumateräksen etäisyys ontelolaatan alareunasta
$\eta_{s1} := 2$		Molempien leukojen päällä kulkee 1T16
$E_{s1} := 200000\text{MPa}$	$\epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\%$	myötövenymä

**Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys**

$$\alpha_{p1} := \frac{E_p}{E_{cm1}} = 13.077 \quad \text{jänneteräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c2} := \frac{E_{cm2}}{E_{cm1}} = 0.881 \quad \text{sauma- ja pintavalujen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c3} := \alpha_{c2}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.413 \quad \text{harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$h_{lr} := h_3 + h_1 = 590 \cdot \text{mm}$$

$$A_m := b_1 \cdot h_{leuka} + b_{uuma} \cdot h_2 + (\alpha_{p1} - 1) \cdot [(n_{p1} + n_{p2} + n_{p3}) \cdot A_{p1}] \dots$$

$$+ \alpha_{c2} \cdot b_2 \cdot h_2 + (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) + \alpha_{c3} \cdot h_3 \cdot b_3$$

$$A_m = 458309.251 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{poikkileikkauksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_m := \frac{\left( h_3 + h_1 - \frac{h_{leuka}}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot h_{leuka}) + \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \cdot (b_2 \cdot h_2) \dots}{A_m}$$

$$+ (h_3 + h_1 - c_{p1}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) + (h_3 + h_1 - c_{p2}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) \dots$$

$$+ (h_3 + h_1 - c_{p3}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) + \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \cdot \alpha_{c2} \cdot (b_2 \cdot h_2) \dots$$

$$+ \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \cdot (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) + \frac{h_3}{2} \cdot \alpha_{c3} \cdot (h_3 \cdot b_3)$$

$$y_m = 321.107 \cdot \text{mm} \quad \text{poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen yläpinnasta}$$

$$y_{ma} := h_1 + h_3 - y_m = 268.893 \cdot \text{mm} \quad \text{neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen alapinnasta}$$

$$I_m := \frac{b_1 \cdot h_{leuka}^3}{12} + (b_1 \cdot h_{leuka}) \cdot \left( h_1 + h_3 - y_m - \frac{h_{leuka}}{2} \right)^2 \dots$$

$$+ \frac{b_{uuma} \cdot h_2^3}{12} + (b_{uuma} \cdot h_2) \cdot \left[ y_m - \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \right]^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \cdot (h_1 + h_3 - y_m - c_{p1})^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) \cdot (h_1 + h_3 - y_m - c_{p2})^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \cdot [y_m - (h_3 + h_1 - c_{p3})]^2 \dots$$

$$+ \alpha_{c2} \cdot \left[ \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + (b_2 \cdot h_2) \cdot \left[ y_m - \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \right]^2 \right] + (\alpha_{s1} - 1) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) \cdot \left[ y_m - \left( h_3 + \frac{h_2}{2} \right) \right]^2 \dots$$

$$+ \alpha_{c3} \cdot \left( \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} \right) + (b_3 \cdot h_3) \cdot \left( y_m - \frac{h_3}{2} \right)^2$$

$$I_m = 0.014 \text{ m}^4 \quad I_m = 1412674.099 \cdot \text{cm}^4$$

480mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin leukapalkilla

$$h_{b480} := \frac{\frac{1}{I_m^3} \cdot 12^3}{\frac{1}{(480\text{mm})^3}} = 706.85 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin leukapalkki

$$g_{ekv} := \frac{0.88\text{m} \cdot 0.2\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0.330\text{m} \cdot 0.48\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.48\text{m} \cdot h_{b480}} = 24.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

**Elementtipalkki-pilari-konsoliliitoksen liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: 380x580 mm kokoinen elementtipalkki liittyy pilariin betonikonsolin avulla. Suorakaidepalkkien päälle asennetaan 320mm korkeat ontelolaatat, joiden päissä sideteräksenä 16mm harjaterästanko. Liitoksen jäykkyyttä arvioitaessa liitos ajatellaan palkiksi, jossa vedettyä teräksenä toimii sideteräs ja puristuskomponentti syntyy betonipoikkileikkauksen alareunaan,  $F_c$  diplomityön kuvassa 15.

Ontelolaatan lujuusluokka C50/60, pinta- ja saumavalujen C30/37  
Sideteräs  $d = 16$  mm, A500HW

Rakenteen jäykkyys pienenee, mitä lähemmäs vedettyjen betoniterästen murtumista mennään, koska tällöin halkeamat ovat kaikkein suurimpia ja puristetun betonipoikkileikkauksen koko kaikista pienin. Teräsvenymänä käytetään betoniteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvoa  $\epsilon_{uk}$ , Eurokoodeissa suositellaan käytettäväksi muodonmuutoksen yläraja-arvoksi  $0,9\epsilon_{uk}$ . Betonilla käytetään murtopuristumaa  $\epsilon_{cu}$ . Liitoksen taivutuskapasiteettia arvioitaessa raudoitustangoissa vaikuttaa myötölujuutta vastaava vetovoima ja puristuspuolella puristetun betonipoikkileikkauksen puristuskapasiteetti.

**Saumavalu**

$$\gamma_c := 1.2 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{ck1} := 30 \text{ MPa} \quad \text{Betonin sylinterilujuus}$$

$$f_{ck.1} := 37 \text{ MPa} \quad \text{Betonin kuutiolujuus}$$

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen puristuslujuus}$$

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ MPa} = 32.837 \text{ GPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen kimmokerroin}$$

$$\varphi_1 := 1.5 \quad \text{Virumaluku}$$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 13134.627 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm1} := 2.9 \text{ MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen vetolujuus}$$

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.03 \text{ MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden ominaisarvo}$$

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 1.692 \text{ MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden laskenta-arvo}$$

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 21.25 \text{ MPa} \quad \text{Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo}$$

**Sideteräkset**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\phi_{s1} := 16 \text{ mm} \quad A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{s1} := \frac{320\text{mm}}{2} = 160\cdot\text{mm} \quad \text{saumateräksen etäisyys ontelolaatan alareunasta}$$

$$E_{s1} := 200000\text{MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\cdot\% \quad \text{myötövenymä}$$

**Liitoksen jäyhyysmomentti terästen murtohetkellä**

$$h_b := 580\text{mm} \quad \text{palkin korkeus}$$

$$b_b := 380\text{mm} \quad \text{palkin leveys - rajoittaa saumavalun leveyden}$$

$$h_{np} := 10\text{mm} \quad \text{neopreeninauhan korkeus}$$

$$h_{ol} := 320\text{mm} \quad \text{ontelolaatan korkeus}$$

$$d_{s1} := h_b + h_{np} + h_{ol} - c_{s1} = 750\cdot\text{mm} \quad \text{ylemman sideteräksen painopisteen etäisyys palkin alareunasta}$$

$$x_{c1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 54.124\cdot\text{mm} \quad \text{betonin puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c := 0.8$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 15.227$$

$$A_{m1} := b_b \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} + \alpha_{s1} \cdot A_{s1} = 19515.163\cdot\text{mm}^2 \quad \text{liitoksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m1} := \frac{\left( h_{ol} + h_{np} + h_b - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} \right) \cdot (b_b \cdot \lambda_c \cdot x_{c1}) + \alpha_{s1} \cdot c_{s1} \cdot A_{s1}}{A_{m1}}$$

$$y_{m1} = 774.086\cdot\text{mm} \quad \text{liitoksen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys ontelolaatan yläpinnasta}$$

$$I_{m1} := \frac{b_b \cdot (\lambda_c \cdot x_{c1})^3}{12} + (b_b \cdot \lambda_c \cdot x_{c1}) \cdot \left( h_{ol} + h_{np} + h_b - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} - y_{m1} \right)^2 + \alpha_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (y_{m1} - c_{s1})^2 \quad \dots$$

$$I_{m1} = 1.372 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{m1} = 137191.256 \cdot \text{cm}^4$$

Palkki korvataan rakennemallissa palkilla, jonka y-suuntainen jäyhyysmomentti on yhtä suuri kuin  $I_{m1}$ , sillä kertoimella muokattua y-suuntaista jäyhyysmomenttia ei RFEM:n Dynam Pro -lisäosa osaa lukea. 380mm leveän poikkileikkauksen korkeus, jolla poikkileikkauksen jäyhyysmomentti on sama kuin liitoksella:

$$\frac{b_b \cdot h_{ekv1}^3}{12} = I_m$$



$$h_{ekv1} := \frac{\frac{1}{12} \cdot I_{m1}}{\frac{1}{b_b^3}} = 351.216 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin reunapalkki

$$g_{ekv} := \frac{0.38\text{m} \cdot 0.58\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.38\text{m} \cdot h_{ekv1}} = 41.285 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Koska liitos on olennaisesti heikompi kuin elementtipalkki, keskittyy kiertymät ja venymät lähinnä liitoskohtaan ja palkki kiertyy jäykkänä kappaleena. Rakennemallissa moduuliristeyksessä E1 sijaitsevaan pilariin liittyvien palkkien jäykkyyttä on pienennetty liitoskohdan ympäriltä.

### Liitoksen taivutuskapasiteetti.

Liitoksen taivutuskapasiteetti muodostuu diplomityön kuvassa 15 esitetystä voimaparista, jossa sideteräs on vedettynä ja palkin alareunaan muodostuu puristuskomponentti.

Tarkastellaan liitoksen taivutuskapasiteetti kahdessa tilanteessa:

1. Sideteräs saavuttaa myötörajan ja betoni murtopuristuman
2. Sideteräs saavuttaa murtorajan ja betoni murtopuristuman

#### 1. Sideteräs saavuttaa myötörajan ja betoni murtopuristuman

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= 0.25\% && \text{teräksen myötövenymä} \\ \epsilon_{cu} &= 0.35\% && \text{betonin murtopuristuma} \\ d_{s1} &= 750 \cdot \text{mm} && \text{sideterästen etäisyys puristetun betonin alapinnasta} \end{aligned}$$

$$x_{c2} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 437.5 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c = 0.8$$

$$F_{c1} := b_b \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 2826.25 \cdot \text{kN} \quad \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti}$$

$$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{yk} = 100.531 \cdot \text{kN} \quad \text{vedetyn raudituksen vetokapasiteetti}$$

$$z_1 := h_b + h_{np} + h_{ol} - \frac{\lambda_c \cdot x_{c2}}{2} - c_{s1} = 575 \cdot \text{mm} \quad \text{voimaparin etäisyys toisistaan}$$

$$M_{Rd.Fc1} := F_{c1} \cdot z_1 = 1625.094 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.Fs1} := F_{s1} \cdot z_1 = 57.805 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd1} := \min(M_{Rd.Fc1}, M_{Rd.Fs1}) = 57.805 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**2. Sideteräs saavuttaa murtovenymän sekä betoni murtopuristuman** $k := 1.08$  myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen

$$F_{s2} := A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot k$$

$$\epsilon_{ud} = 4.5\% \quad \text{teräksen murtovenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} = 0.75 \text{ m}$$

$$x_{c3} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 54.124 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$F_{c2} := b_b \cdot \lambda_c \cdot x_{c3} \cdot f_{cd1} = 349.639 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s2} = 108.573 \cdot \text{kN}$$

$$z_2 := h_b + h_{np} + h_{ol} - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - c_{s1} = 728.351 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd.Fc2} := F_{c2} \cdot z_2 = 254.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.Fs2} := F_{s2} \cdot z_2 = 79.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd2} := \min(M_{Rd.Fc2}, M_{Rd.Fs2}) = 79.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liitoksen taivutuskapasiteetti kasvaa aina sideteräksen vetomurtoon saakka, sillä teräksen venyessä betonin puristetun osan korkeus pienenee jolloin voimaparin momenttivarsi kasvaa. Tarkistetaan vielä, paljonko teräsvenymän tulisi vähintään olla, jolloin puristetun betonipoikkileikkauksen korkeus alkaa rajoittaa liitoksen taivutuskapasiteettia.

$$F_{c3} := F_{s2} \quad \begin{array}{l} \text{betonin puristetun poikkileikkauksen} \\ \text{puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin} \\ \text{vedetyn teräksen vetokapasiteetti} \end{array}$$

$$x_{c4} := \frac{F_{c3}}{\lambda_c \cdot b_b \cdot f_{cd1}} = 16.807 \cdot \text{mm} \quad \text{betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus}$$

$$\epsilon_{ud1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{x_{c4}} - \epsilon_{cu} = 15.268\%$$

$$F_{s2} = 108.573 \cdot \text{kN}$$

$$z_3 := h_b + h_{np} + h_{ol} - \frac{\lambda_c \cdot x_{c4}}{2} - c_{s1} = 743.277 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd.Fc3} := F_{c3} \cdot z_3 = 80.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.Fs3} := F_{s2} \cdot z_3 = 80.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd3} := \min(M_{Rd.Fc3}, M_{Rd.Fs3}) = 80.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Jotta liitoksessa tapahtuisi puristusmurto, tulisi teräsvenymän olla yli 15 % eli liitoksen murtotapa on vetoterästen pettäminen. Murtotapa on hauras, sillä liitoksen taivutusmomenttikapasiteetti jää selvästi alle rasiutusten ja taivutusmomentti ylittyy nopeasti.

**Reunapalkin mitoitus gerber-palkkina - raudoituksen määrittäminen**

Yläpinta:

$$M_d := 681.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{k,o} := 547.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{k,t} := 473.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{k,p} := 444.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_d := 365 \text{ kN}$$

SKOL-pohjalla määritetty, yläpintaan 8T25, 6 ensimmäiseen riviin ja 2 seuraavaan, vapaa väli 25mm. Raudoituksen mahtuminen palkkiin tarkistettu -> ok!

Alapinta:

$$M_d := 302.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{k,o} := 243.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{k,t} := 210.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{k,p} := 197.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_d := 365 \text{ kN}$$

Alapintaan 4T25

**Reunapalkki-saumavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Suorakaidepalkki 380x580, johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu. Palkki on ns. gerber-palkki, joka jatkuu 1,5m verran toiseen kenttään. Gerber-palkin lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37.

Palkki on mitoitettu kylmille teräksille A500HW, yläpinnassa menee 8T25 (6+2) ja alapinnassa 4T25 jatkuvina koko palkin läpi.

Ontelolaatan päätysaumassa kulkee T16-harjaterästanko ja lisäksi pilariväleissä on toinen T16 harjaterästanko lähellä ontelolaatan ontelon alareunaa.

Pilarin poistuessa palkki muuttuu ulokkeeksi, jonka yläpinta on vedetty koko palkin matkalta.

Lasketaan palkin jäykkyys halkeilleena poikkileikkauksena juuri ennen saumavalun sideteräksen murtumista.

**Reunapalkki**

$$\gamma_c := 1.2$$

Materiaaliosavarmuuskerroin

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Pitkäaikaislujuuskerroin

$$f_{ck1} := 50 \text{ MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck,c1} := 60 \text{ MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 58 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ MPa} = 37.278 \text{ GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_1 := 1.5$$

virumaluku, rakennetta tutkitaan käytön aikana  
 $t > 3650 \text{ vrk}$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 14911.148 \cdot \text{MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

Betoinin murtopuristuma

$$f_{ctm1} := 4.1 \text{ MPa}$$

Betoinin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 2.392 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 35.417 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_1 := 580 \text{ mm}$$

betonipalkin korkeus

$$b_1 := 380 \text{ mm}$$

betonipalkin leveys

$$h_{np} := 10 \text{ mm}$$

neopreeninauhan paksuus

$$h_{ol} := 320 \text{ mm}$$

ontelolaatan paksuus

**Pinta- ja saumavalu**

$$f_{ck2} := 30 \text{ MPa}$$

Betoinin sylinterilujuus

$$f_{ck.c2} := 37 \text{ MPa}$$

Betoinin kuutiolujuus

$$f_{cm2} := f_{ck2} + 8 \text{ MPa} = 38 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm2} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm2}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ MPa} = 32.837 \cdot \text{GPa}$$

Betoinin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_2 := \varphi_1 = 1.5$$

$$E_{cm2} := \frac{E_{cm2}}{1 + \varphi_2} = 13134.627 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm2} := 2.9 \text{ MPa}$$

Betoinin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk2.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm2} = 2.03 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd2} := \frac{f_{ctk2.0.05}}{\gamma_c} = 1.692 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 21.25 \cdot \text{MPa}$$

Betoinin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_2 := h_{np} + h_{ol} = 330 \cdot \text{mm}$$

saumavalun korkeus

$$b_2 := b_1 - 60 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 370 \cdot \text{mm}$$

saumavalun leveys, oletetaan ontelolaatan tukpinnaksi 60 mm ja ontelolaatoissa olevan valutulpan syvyydeksi 50 mm

$$h_3 := 60 \text{ mm}$$

pintavalun korkeus

$$b_3 := b_2 = 370 \cdot \text{mm}$$

oletetaan, että pintalaatta toimii alueella, jossa  
saumavalut vaikuttavat

### **Raudoitus**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500 \text{MPa}$$

$$\phi_{s1} := 16 \text{mm} \quad A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{s1} := \frac{h_{ol}}{2} = 160 \cdot \text{mm} \quad \text{saumateräksen etäisyys ontelolaatan yläreunasta}$$

$$n_{s1} := 1$$

$$\phi_{s2} := 25 \text{mm} \quad A_{s2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s2}}{2} \right)^2 = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

$$\phi_h := 10 \text{mm}$$

$$c := 35 \text{mm} \quad e_{vv} := 25 \text{mm}$$

$$c_{s2} := c + \phi_h + \frac{\phi_{s2}}{2} = 57.5 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan terästen etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s2} := 6$$

$$c_{s3} := c + \phi_h + \phi_{s2} + e_{vv} + \frac{\phi_{s2}}{2} = 107.5 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan toisen teräsruvin etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s3} := 2$$

$$c_{s4} := h_1 - c - \phi_h - \frac{\phi_{s2}}{2} = 522.5 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin alapinnan teräsruvin etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s4} := 4$$

$$E_{s1} := 200000 \text{MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

### **Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys**

$$\alpha_{c2} := \frac{E_{cm2}}{E_{cm1}} = 0.881 \quad \text{sauma- ja pintavalujen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c3} := \alpha_{c2}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.413 \quad \text{harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$h_{lr} := h_3 + h_2 + h_1 = 970 \cdot \text{mm}$$

### **Liitoksen jäyhyysmomentti sideteräksen murtumishetkellä**

Jotta saumavaluissa sijaitseva sideteräs toimisi gerber-palkin kanssa liittorakenteena, tulisi gerber-palkin ja saumavalun työsaumaan asentaa riittävä rauditus työsauman leikkausjännitystä varten. Rauditusmäärän tarvetta ei ole analysoitu vaan oletetaan työsauman leikkauskestävyyden olevan riittävä.

$$d_{s1} := h_1 + h_2 - c_{s1} = 750 \cdot \text{mm} \quad \text{sideteräksen etäisyys palkin alapinnasta}$$

$$x_{c1} := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ud}} = 54.124 \cdot \text{mm} \quad \text{betonin puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c := 0.8$$

$$A_{m1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} + \alpha_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}$$

$$A_{m1} = 71822.287 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{liitoksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m1} := \frac{\left( h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1}) + \alpha_{s1} \cdot c_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot (h_2 + c_{s2}) \cdot A_{s2} \dots + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot (h_2 + c_{s3}) \cdot A_{s2}}{A_{m1}}$$

$$y_{m1} = 502.864 \cdot \text{mm} \quad \text{liitoksen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys ontelolaatan yläpinnasta}$$

$$I_{m1} := \frac{b_1 \cdot (\lambda_c \cdot x_{c1})^3}{12} + (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1}) \cdot \left( h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} - y_{m1} \right)^2 \dots + \alpha_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (y_{m1} - c_{s1})^2 + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot [y_{m1} - (h_2 + c_{s2})]^2 \dots + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot [y_{m1} - (h_2 + c_{s3})]^2$$

$$I_{m1} = 3.347 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{m1} = 334660.99 \cdot \text{cm}^4$$

Palkki korvataan rakennemallissa palkilla, jonka y-suuntainen jäyhyysmomentti on yhtä suuri kuin  $I_{m1}$ , sillä kertoimella muokattua y-suuntaista jäyhyysmomenttia ei RFEM:n Dynam Pro -lisäosa osaa lukea. 380mm leveän poikkileikkauksen korkeus, jolla poikkileikkauksen jäyhyysmomentti on sama kuin liitoksella:

$$h_{b380} := \frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{12} \cdot I_{m1}}{\frac{1}{(380\text{mm})^3}} = 472.789 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin 380\*580mm leveä palkki

$$g_{ekv} := \frac{0.38\text{m} \cdot 0.58\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.38\text{m} \cdot h_{b380}} = 30.669 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

**Liittorakenteen taivutusmomenttikapasiteetti.**

Liittorakenteen taivutuskapasiteetti muodostuu vedetyistä sideteräksestä sekä palkin yläpinnan teräksistä. Tarkastellaan liitoksen myötökapasiteetti hetkellä, kun palkin yläpinnan teräkset alkavat myödetä ja murtokapasiteetti hetkellä kun sideteräs saavuttaa murtorajan ja betoni murtopuristuman.

**1. Palkin yläpinnan toisen teräsrivin teräkset saavuttavat myötörajan ja betoni murtopuristuman, sideteräs ja ylempi teräsrivi myötää**

$$\epsilon_{s1} = 0.25\% \quad \text{teräksen myötövenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s2} := h_1 - c_{s3} = 472.5 \cdot \text{mm} \quad \text{teräsrivin etäisyys puristetun betonin alapinnasta}$$

$$x_{c2} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s2}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 275.625 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c = 0.8$$

$$F_{c1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 2967.563 \cdot \text{kN} \quad \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti}$$

$$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{yk} = 100.531 \cdot \text{kN} \quad \text{vedetyn sideteräksen vetokapasiteetti}$$

$$z_{s1} := h_1 + h_2 - c_{s1} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 639.75 \cdot \text{mm} \quad \text{sideteräksen etäisyys betonin puristuspinnan painopisteestä}$$

$$F_{s2} := n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} = 1472.622 \cdot \text{kN} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsrivin vetokapasiteetti}$$

$$z_{s2} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 412.25 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsrivin etäisyys puristuspinnan painopisteestä}$$

$$F_{s3} := n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} = 490.874 \cdot \text{kN} \quad \text{palkin yläpinnan alemman teräsrivin vetokapasiteetti}$$

$$z_{s3} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 362.25 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan alemman teräsrivin etäisyys puristuspinnan painopisteestä}$$

$$z_1 := \frac{z_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} + z_{s2} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s3} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{A_{s1} + n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 411.439 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd.Fc1} := F_{c1} \cdot z_1 = 1220.972 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.Fs1} := (F_{s1} + F_{s2} + F_{s3}) \cdot z_1 = 849.222 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd1} := \min(M_{Rd.Fc1}, M_{Rd.Fs1}) = 849.222 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{taivutuskapasiteetti}$$

**2. Sideteräs saavuttaa murtovenymän sekä betoni murtopuristuman**

$$k := 1.08 \quad \text{myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen}$$

$$F_{s4} := A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot k = 108.573 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{ud} = 4.5\% \quad \text{teräksen murtovenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} = 0.75 \text{ m}$$

$$x_{c3} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 54.124 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$F_{c2} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3} \cdot f_{cd1} = 582.732 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s4} = 108.573 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s4} := h_1 + h_2 - c_{s1} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 728.351 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s2} = 1472.622 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s5} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 500.851 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s3} = 490.874 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s6} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 450.851 \cdot \text{mm}$$

$$z_2 := \frac{z_{s4} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} + z_{s5} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s6} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{A_{s1} + n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 500.04 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd.Fc2} := F_{c2} \cdot z_2 = 291.389 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.Fs2} := (F_{s4} + F_{s2} + F_{s3}) \cdot z_2 = 1036.117 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd2} := \min(M_{Rd.Fc2}, M_{Rd.Fs2}) = 291.389 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Sideteräksen murtohetkellä betonin puristuspinnan korkeus rajoittaa rakenteen taivutuskapasiteettia. Haetaan liittorakenteen korkein taivutuskapasiteetti, ja tarkistetaan sideteräksen venymä kyseisellä hetkellä.

$$F_{c3} := F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} = 2064.026 \cdot \text{kN} \quad \begin{array}{l} \text{betonin puristetun poikkileikkauksen} \\ \text{puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin} \\ \text{vedetyn teräksen vetokapasiteetti} \end{array}$$

$$x_{c4} := \frac{F_{c3}}{\lambda_c \cdot b_1 \cdot f_{cd1}} = 191.705 \cdot \text{mm} \quad \text{betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus}$$

$$\epsilon_{ud1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{x_{c4}} - \epsilon_{cu} = 1.019 \cdot \%$$

$$F_{s1} = 100.531 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s7} := h_1 + h_2 - c_{s1} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c4}}{2} = 673.318 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s2} = 1472.622 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s8} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c4}}{2} = 445.818 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s3} = 490.874 \cdot \text{kN}$$



$$z_{s9} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c4}}{2} = 395.818 \cdot \text{mm}$$

$$z_3 := \frac{z_{s7} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} + z_{s8} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s9} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{A_{s1} + n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 445.007 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.Fc3}} := F_{c3} \cdot z_3 = 918.507 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.Fs3}} := (F_{s1} + F_{s2} + F_{s3}) \cdot z_3 = 918.507 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd3}} := \min(M_{\text{Rd.Fc3}}, M_{\text{Rd.Fs3}}) = 918.507 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen suurin taivutuskapasiteetti on 918 kNm, jolloin sideteräksen venymä on 1%. Kun rakenne taipuu edelleen, puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Murtotapa on haurasmurto, sillä teräsvenymät eivät ole ehtineet kasvaa kovinkaan suuriksi. Toisaalta kyseessä on onnettomustilanteen mitoitustilanne ja jos rasitukset jäävät pienemmäksi kuin suurin taivutuskapasiteetti, ei rakenteen murtumista tapahdu.

**Reunapalkin mitoitus gerber-palkkina - raudoituksen määrittäminen**

SKOL-pohjalla aiemmin määritetty palkki, yläpinnassa 8T25, 8 ensimmäiseen riviin ja 2 seuraavaan. Alapinnassa 4T25.

Lisätään yläpinnan teräsmäärää ja levennetään palkkia, tavoitteena saavuttaa onnettomuustilanteen momenttikapasiteetti 1300 kNm.

Nostetaan ylemmän teräsrivin määrä 8T25:een ja toisen rivin teräsmäärä 6 teräkseen, 2 reunimmaista niputettu ja keskellä 2, oletetaan painopisteeksi nipun painopiste siten, että teräkset on niputettu pystyyn.

**Reunapalkki-saumavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Suorakaidepalkki 480x580, johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu. Palkki on ns. gerber-palkki, joka jatkuu 1,5 m verran toiseen kenttään.

Leukapalkin lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37.

Palkki on mitoitettu kylmille teräksille A500HW, yläpinnassa menee 14T25 (8+6) ja alapinnassa 4T25 jatkuvina koko palkin läpi.

Pilarin poistuessa palkki muuttuu ulokkeeksi, jonka yläpinta on vedetty koko palkin matkalta.

Tutkitaan palkin kestävyys ilman sideterästä.

$$\gamma_c := 1.2$$

Materiaaliosavarmuuskerroin

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Pitkäaikaislujuuskerroin

$$f_{ck1} := 50 \text{ MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c1} := 60 \text{ MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 58 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ MPa} = 37.278 \cdot \text{GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_1 := 1.5$$

virumaluku, rakennetta tutkitaan käytön aikana  
 $t > 3650 \text{ vrk}$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 14911.148 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{ctm1} := 4.1 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 2.392 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 35.417 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_1 := 580 \text{ mm}$$

betonipalkin korkeus

$$b_1 := 480 \text{ mm}$$

betonipalkin leveys

$$h_{np} := 10\text{mm}$$

neopreeninauhan paksuus

$$h_{ol} := 320\text{mm}$$

ontelolaatan paksuus

**Pinta- ja saumavalu**

$$f_{ck2} := 30\text{MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c2} := 37\text{MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm2} := f_{ck2} + 8\text{MPa} = 38\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm2} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm2}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 32.837\text{GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_2 := \varphi_1 = 1.5$$

$$E_{cm2} := \frac{E_{cm2}}{1 + \varphi_2} = 13134.627\text{MPa}$$

$$f_{ctm2} := 2.9\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk2.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm2} = 2.03\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd2} := \frac{f_{ctk2.0.05}}{\gamma_c} = 1.692\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 21.25\text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_2 := h_{np} + h_{ol} = 330\text{mm}$$

saumavalun korkeus

$$b_2 := b_1 - 60\text{mm} + 50\text{mm} = 470\text{mm}$$

saumavalun leveys, oletetaan ontelolaatan tukpinnaksi 60 mm ja ontelolaatoissa olevan valutulpan syvyydeksi 50 mm

$$h_3 := 60\text{mm}$$

pintavalun korkeus

$$b_3 := b_2 = 470\text{mm}$$

oletetaan, että pintalaatta toimii alueella, jossa saumavalut vaikuttavat

**Raudoitus**

$$\gamma_s := 1 \quad \varepsilon_{uk} := 5\% \quad \varepsilon_{ud} := 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{s2} := 25\text{mm} \quad A_{s2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s2}}{2} \right)^2 = 490.874\text{mm}^2$$

$$\phi_h := 10\text{mm}$$

$$c := 35\text{mm} \quad e_{vv} := 25\text{mm}$$

$$c_{s2} := c + \phi_h + \frac{\phi_{s2}}{2} = 0.058\text{m}$$

palkin yläpinnan terästen etäisyys palkin yläreunasta

$$n_{s2} := 8$$

$$c_{s3} := c + \phi_h + \phi_{s2} + e_{vv} + \phi_{s2} = 120 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan toisen teräsrikin painopisteen etäisyys palkin yläreunasta}$$
$$n_{s3} := 6$$

$$c_{s4} := h_1 - c - \phi_h - \frac{\phi_{s2}}{2} = 522.5 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin alapinnan teräsrikin etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s4} := 4$$

$$E_{s1} := 200000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25 \cdot \% \quad \text{myötövenymä}$$

### Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys

$$\alpha_{c2} := \frac{E_{cm2}}{E_{cm1}} = 0.881 \quad \text{sauma- ja pintavalujen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{c3} := \alpha_{c2}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.413 \quad \text{harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$h_{lr} := h_3 + h_2 + h_1 = 970 \cdot \text{mm}$$

### Liittorakenteen taivutusmomenttikapasiteetti.

Liittorakenteen taivutuskapasiteetti muodostuu vedetyistä palkin yläpinnan teräksistä. Tarkastellaan liitoksen myötökapasiteettiä hetkellä, kun palkin yläpinnan alemmat teräkset alkavat myödyä ja murtokapasiteetti hetkellä kun ylemmät vetoteräkset saavuttavat murtorajan ja betoni murtopuristuman.

#### 1. Palkin yläpinnan ylemmän teräsrikin teräkset saavuttavat myötörajan ja betoni murtopuristuman

$$\epsilon_{s1} = 0.25 \cdot \% \quad \text{teräksen myötövenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35 \cdot \% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} := h_1 - c_{s2} = 522.5 \cdot \text{mm} \quad \text{yläpinnan ylemmän teräsrikin etäisyys puristetun betonin alapinnasta}$$

$$x_{c1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 304.792 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c := 0.8$$

$$F_{c1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} \cdot f_{cd1} = 4145.167 \cdot \text{kN} \quad \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti}$$

$$F_{s2} := n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} = 1963.495 \cdot \text{kN} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsrikin vetokapasiteetti}$$

$$z_{s2} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c1}}{2} = 400.583 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsrikin etäisyys puristuspinnaan painopisteestä}$$

$$F_{s3} := n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} = 1472.622 \cdot \text{kN} \quad \text{palkin yläpinnan alemman teräsrikin vetokapasiteetti}$$

$$z_{s3} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c1}}{2} = 338.083 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan alemman teräsrikin etäisyys puristuspinnaan painopisteestä}$$

$$z_1 := \frac{z_{s2} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s3} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 373.798 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.Fc}} := F_{c1} \cdot z_1 = 1549.453 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.Fs}} := (F_{s2} + F_{s3}) \cdot z_1 = 1284.412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.1}} := \min(M_{\text{Rd.Fc}}, M_{\text{Rd.Fs}}) = 1284.412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Raudoituksen vetokapasiteetti rajoittaa poikkileikkauksen taivutuskapasiteettia hetkellä, kun yläpinnan ylemmät vetoteräksset alkavat myödetä. Raudoituksen myödetessä edelleen, taivutuskapasiteetti kasvaa.

## **2. Ylemmät vetoteräksset saavuttavat murtovenymän sekä betoni murtopuristuman**

$k := 1.08$  myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen

$$F_{s4} := n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} \cdot k = 2120.575 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{ud} = 4.5\% \quad \text{teräksen murtovenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} = 0.522 \cdot \text{m}$$

$$x_{c2} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 37.706 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$F_{c2} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 512.804 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s4} = 2120.575 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s4} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 507.418 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s3} = 1472.622 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s5} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 444.918 \cdot \text{mm}$$

$$z_2 := \frac{z_{s4} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s5} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 480.632 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.Fc2}} := F_{c2} \cdot z_2 = 246.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.Fs2}} := (F_{s4} + F_{s3}) \cdot z_1 = 1343.128 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.2}} := \min(M_{\text{Rd.Fc2}}, M_{\text{Rd.Fs2}}) = 246.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vetoterästen murtohetkellä betonin puristuspinnan korkeus rajoittaa rakenteen taivutuskapasiteettia.

Haetaan liittorakenteen korkein taivutuskapasiteetti, ja tarkistetaan sideteräksen venymä kyseisellä hetkellä.

$$F_{c3} := F_{s2} + F_{s3} = 3436.117 \cdot \text{kN}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen  
puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin  
vedettyjen terästen vetokapasiteetti

$$x_{c3} := \frac{F_{c3}}{\lambda_c \cdot b_1 \cdot f_{cd1}} = 252.656 \cdot \text{mm}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus

$$\frac{\epsilon_{ud1}}{(d_{s1} - x_{c3})} = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud1}}{d_{s1}}$$

$$\epsilon_{ud1} := \frac{d_{s1} \cdot \epsilon_{cu} - \epsilon_{cu} \cdot x_{c3}}{x_{c3}} = 0.374 \cdot \%$$

$$F_{s2} = 1963.495 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s6} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 421.438 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s3} = 1472.622 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s7} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 358.938 \cdot \text{mm}$$

$$z_3 := \frac{z_{s6} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s7} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 394.652 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd, Fc3} := F_{c3} \cdot z_3 = 1356.071 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd, Fs3} := (F_{s2} + F_{s3}) \cdot z_3 = 1356.071 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd, 3} := \min(M_{Rd, Fc3}, M_{Rd, Fs3}) = 1356.071 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen suurin taivutuskapasiteetti on 1356,071 kNm, jolloin vetoterästen venymä on 0,374%. Kun rakenne taipuu ja teräkset venymät edelleen, puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Murtotapa on haurasmurto, sillä teräsvenymät eivät ole ehtineet kasvaa kovinkaan suuriksi. Toisaalta kyseessä on onnettomuustilanteen mitoitus ja jos rasitukset jäävät pienemmäksi kuin suurin taivutuskapasiteetti, ei rakenteen murtumista tapahdu.

$$x_{c3} = 252.656 \cdot \text{mm}$$

betonin puristetun osan korkeus

$$\lambda_c = 0.8$$

$$A_{m2} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}$$

$$A_{m2} = 213568.005 \cdot \text{mm}^2 \text{liitoksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m2} := \frac{\left(h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2}\right) \cdot (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3}) + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot (h_2 + c_{s2}) \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot (h_2 + c_{s3}) \cdot A_{s2} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot (h_2 + c_{s4}) \cdot A_{s2}}{A_{m2}}$$

$$y_{m2} = 643.578 \cdot \text{mm}$$

liitoksen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys ontelolaatan  
yläpinnasta

$$y_{m2a} := h_1 + h_2 - y_{m2} = 266.422 \cdot \text{mm}$$

$$I_{m2} := \frac{b_1 \cdot (\lambda_c \cdot x_{c3})^3}{12} + (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3}) \cdot \left( h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - y_{m2} \right)^2 \dots$$

$$+ \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot [y_{m2} - (h_2 + c_{s2})]^2 \dots$$

$$+ \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot [y_{m2} - (h_2 + c_{s3})]^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot A_{s2} \cdot (h_2 + c_{s4} - y_{m2})^2$$

$$I_{m2} = 8.981 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{m2} = 898133.41 \cdot \text{cm}^4$$

480mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin gerber-palkilla

$$h_{b480.1} := \frac{\frac{I_{m2}}{3} \cdot \frac{1}{12^3}}{\frac{1}{(480\text{mm})^3}} = 607.799 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin 480\*580mm leveä palkki

$$g_{\text{ekv.1}} := \frac{0.48\text{m} \cdot 0.58\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.48\text{m} \cdot h_{b480.1}} = 23.857 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Palkin sallittu kiertymä UFC:n mukaan, esitetty diplomityön taulukossa 10  
Murtotapa on taivutusmurto

$$\rho := \frac{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2} + n_{s4} \cdot A_{s2}}{b_1 \cdot h_1} = 0.032 \quad \text{palkin raudoitussuhde}$$

$$\rho_1 := \frac{n_{s4} \cdot A_{s2}}{b_1 \cdot h_1} = 0.007 \quad \text{puristusraudoitussuhde}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{0.05}{7 \cdot \left( \frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} - 30 \right)} = 0.84964$$

$$\rho_{\text{bal}} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{f_{ck1}}{f_{yk}} \right) \cdot \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{yk}}{E_{s1}}} \right) = 0.0421$$

$$\frac{\rho - \rho_1}{\rho_{\text{bal}}} = 0.586$$

Palkin hakarauditus on riittävää - taulukon C arvot

$$V_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot d_{s1} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}}}} = 0$$

$$\varphi_{sall} := 0.05 \text{ rad} = 2.865 \cdot \text{deg}$$

sallittu kiertymä

**Epälineaarisen materiaalimallin määrittäminen**

$$M_{Rd,1} = 1284.412 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{c1} = 0.305 \text{ m} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$A_{m3} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}$$

$$A_{m3} = 233588.232 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{liitoksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m3} := \frac{\left( h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1}) + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot (h_2 + c_{s2}) \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot (h_2 + c_{s3}) \cdot A_{s2} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot (h_2 + c_{s4}) \cdot A_{s2}}{A_{m3}}$$

$$y_{m3} = 647.301 \cdot \text{mm} \quad \text{liitoksen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys ontelolaatan yläpinnasta}$$

$$y_{m3a} := h_1 + h_2 - y_{m3} = 262.699 \cdot \text{mm}$$


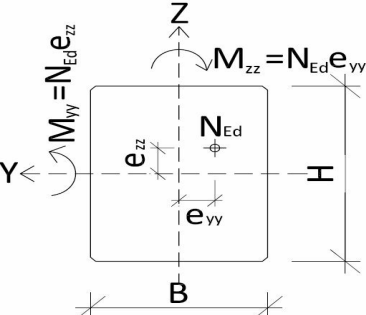
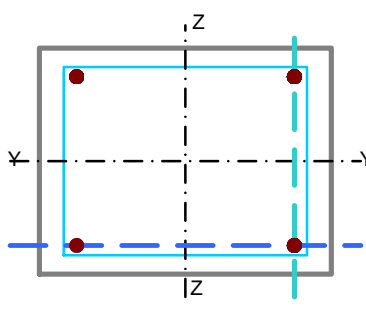
$$I_{m3} := \frac{b_1 \cdot (\lambda_c \cdot x_{c1})^3}{12} + (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1}) \cdot \left( h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} - y_{m3} \right)^2 + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot [y_{m3} - (h_2 + c_{s2})]^2 + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot [y_{m3} - (h_2 + c_{s3})]^2 + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot A_{s2} \cdot (h_2 + c_{s4} - y_{m3})^2$$


$$I_{m3} = 9.019 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4 \quad I_{m3} = 901878.29 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{poikkileikkauksen jäyhyys rakenteen myödetessä}$$


$$W_{3a} := \frac{I_{m3}}{y_{m3a}} = 3.433 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

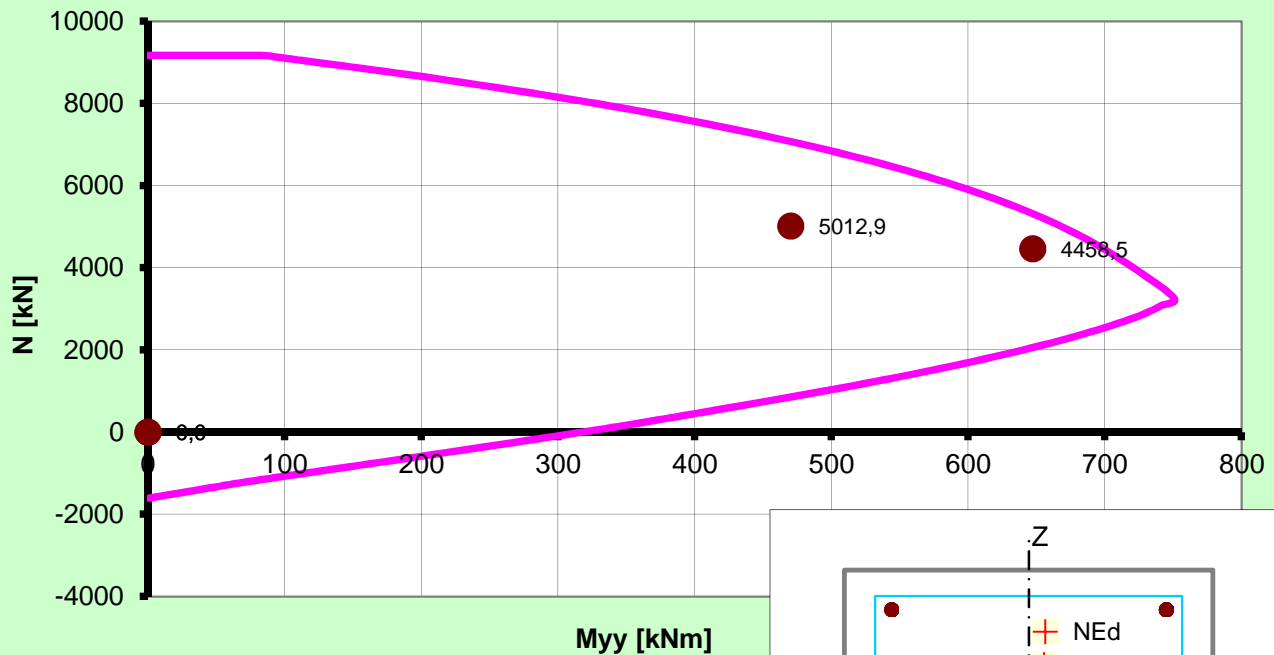
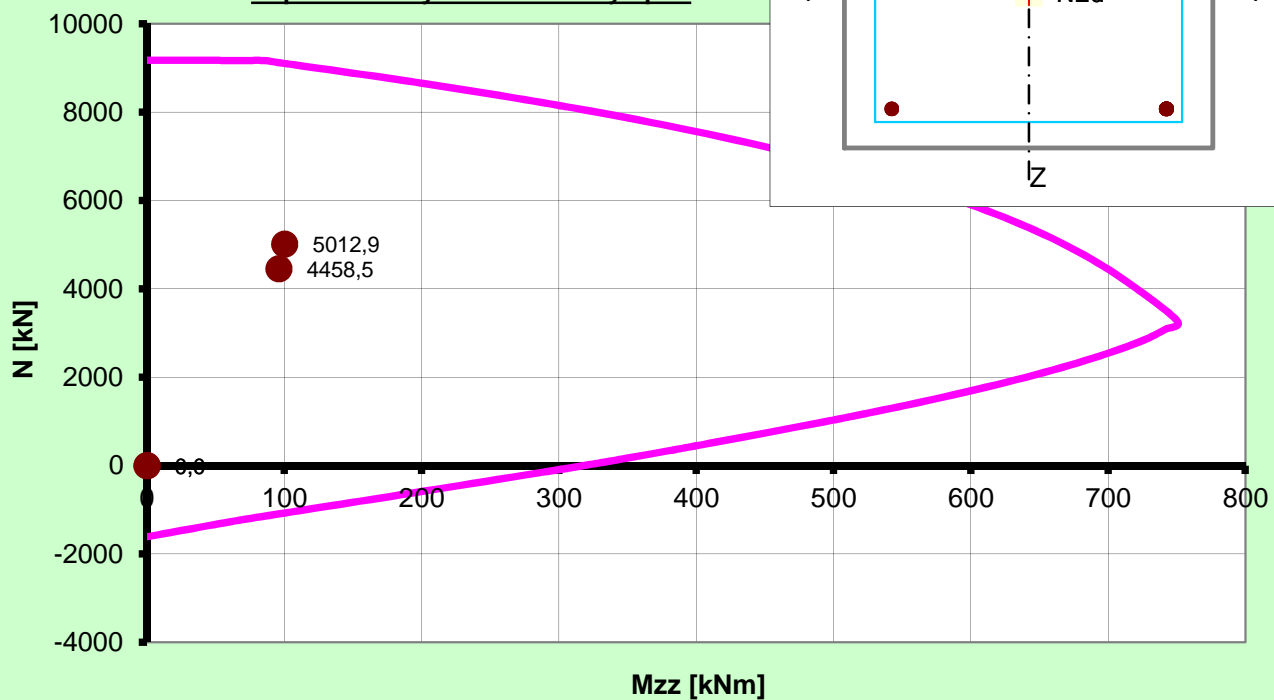
$$f_{y3a} := \frac{M_{Rd,1}}{W_{3a}} = 37.412 \cdot \text{MPa} \quad f_{y3a} = 3.741 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



<b>SWECO</b>  ----- VALITSE YHTIÖ -----		<b>Rakennelaskelma, tulos</b>		
		Tekijä: Elias Klasila	Sivu: 1 (3)	
Päiväys:				
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:	
Gerber-palkkirakenne pilarijaolla 5,4 m		Tapaus 1: MOD E1, 1. krs		
Pilarien kestävyys onnettomuustilanteessa		Tapaus 2: MOD E1, 2. krs		
<b>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</b>			<b>Versio 1.51</b>	
<b>SKOL</b> Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011				
Poikkileikkauksen mitat:		Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:		
Korkeus, H = 480 mm	Pilarin pituus, L = 3600 mm			
Leveys, B = 480 mm	$\mu_{yy} = 1$	$\mu_{zz} = 1$		
$A_c = 230400 \text{ mm}^2$	$L_{0,yy} = 3600 \text{ mm}$	$L_{0,zz} = 3600 \text{ mm}$		
	$i_{yy} = 138,6 \text{ mm}$	$i_{zz} = 138,6 \text{ mm}$		
	$\lambda_{yy} = 25,98$	$\lambda_{zz} = 25,98$		
Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:		Olosuhdetekijät:		
Betonipeite, c = 35 mm	t0 = 28	Rasitusluokka = XC1		
$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	t = 36500	Suun. käyttöikä = 100 vuotta		
Max rakoko, $d_g = 16 \text{ mm}$	$\varphi(t, t_0) = 1,627$	RH = 40 %		
$c_{nom} = 32 \text{ mm}$				
$a_{min} = 32 \text{ mm}$				
				
<b>Materiaalit:</b>		<b>Rauditus:</b>		
Rakenneluokka = onnettomuus		$\emptyset_{main} = 32 \text{ mm}$		
<b>BETONITERÄS</b>		teräsriv. h sivulla = 2 =nh		
Osavarmuusluku, $\gamma_s = 1$		teräsriv. b sivulla = 2 =nb		
$f_{yk} [\text{Mpa}]$	$f_{yd} [\text{Mpa}]$	$\Sigma bars = 4 \text{ kpl}$		
500	500	$\omega = 0,197$		
500,00	200000	$\emptyset_{Haat} = 10 \text{ mm}$		
2,500	$\epsilon_{yd} [\text{‰}]$	$\emptyset_{haka,min} = 8 \text{ mm}$		
10	$\epsilon_{ud} [\text{‰}]$	S = 200 mm		
		$s_{cl,max} = 400 \text{ mm}$		
		$A_s = 3217 \text{ mm}^2$		
		$A_{s,min} = 1002,58 \text{ mm}^2$		
		$A_{s,max} = 13824 \text{ mm}^2$		
		$i_{s,yy} = 179,2 \text{ mm}$		
		$i_{s,zz} = 179,2 \text{ mm}$		
		$d_{yy} = 419,2 \text{ mm}$		
		$d_{zz} = 419,2 \text{ mm}$		
<b>BETONI</b>		UMPIHAAT RIITTÄVÄT		
$\alpha_{cc} = 0,85$				
Osavarmuusluku, $\gamma_c = 1,2$				
$f_{ck} [\text{Mpa}]$	$f_{cd} [\text{Mpa}]$	$f_{cm} [\text{Mpa}]$	$E_{cm} [\text{Gpa}]$	
C50/60	50	35,42	58	
			31,06	
			1,75	
			3,496	
			0,8	
			1	
Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei		Rakenne on:		
Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa		Sivusiirtymätön Z-Z suunnassa		
		Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa		
<b>MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]</b>				
Puristus = (+)	Yläpää (top)		Alapää (btm)	
Veto = (-)	$M_{0yy,top}$	$M_{0zz,top}$	$M_{0yy,btm}$	$M_{0zz,btm}$
$N_{Ed} [\text{kN}]$	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Tapaus 1	5012,9	425		
Tapaus 2	4458,5	540	-607	
Tapaus 3				
Tapaus 4				
<b>KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde</b>				
$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{yy}$	$(M_{0Eqp}/M_{0Ed})_{zz}$			
0,741	0,741			
0,741	0,741			
0,741	0,741			
0,741	0,741			
<b>Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin</b>				
$C_{yy}$	$C_{zz}$			
9,9	9,9			
9,9	9,9			
9,9	9,9			
9,9	9,9			

 ----- VALITSE YHTIÖ -----		Rakennelaskelma, tulos																																																		
		Tekijä: Elias Klasila	Sivu: 2 (3)																																																	
Päiväys:																																																				
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:																																																	
Gerber-palkkirakenne pilarijaolla 5,4 m		Tapaus 1: MOD E1, 1. krs																																																		
Pilarien kestävyys onnettomuustilanteessa		Tapaus 2: MOD E1, 2. krs																																																		
B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari			Versio 1.51																																																	
Mitoitus Y-Y akselin ympäri																																																				
Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta																																																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>N_{Ed}</math> [kN]</th> <th><math>M_{01,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{02,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{0e,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{i,y}</math> [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>5012,9</td> <td></td> <td>425</td> <td>255</td> <td>45,12</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>4458,5</td> <td>-540</td> <td>607</td> <td>242,8</td> <td>40,13</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{01,y}$ [kNm]	$M_{02,y}$ [kNm]	$M_{0e,y}$ [kNm]	$M_{i,y}$ [kNm]	Tapaus 1	5012,9		425	255	45,12	Tapaus 2	4458,5	-540	607	242,8	40,13	Tapaus 3						Tapaus 4						Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa $e_{i,z} = $ <input type="text" value="9,00"/> mm																					
$N_{Ed}$ [kN]	$M_{01,y}$ [kNm]	$M_{02,y}$ [kNm]	$M_{0e,y}$ [kNm]	$M_{i,y}$ [kNm]																																																
Tapaus 1	5012,9		425	255	45,12																																															
Tapaus 2	4458,5	-540	607	242,8	40,13																																															
Tapaus 3																																																				
Tapaus 4																																																				
Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta																																																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>\lambda_{yy}</math></th> <th><math>\lambda_{yy} &gt; \lambda_{lim,y}</math></th> <th><math>M_{02,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{0e,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{2,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{i,y}</math> [kNm]</th> <th><math>e_{0,z} * N_{Ed}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{Ed,y}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{Rd,y}</math> [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>38,9</td> <td>Ei-hoikka</td> <td>425</td> <td>255</td> <td></td> <td>45,1</td> <td>100,258</td> <td>470,1</td> <td>666,4</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>63,6</td> <td>Ei-hoikka</td> <td>607</td> <td>242,8</td> <td></td> <td>40,1</td> <td>89,17</td> <td>647,1</td> <td>698,4</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td>9999,0</td> <td>Ei-hoikka</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>317,4</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td>9999,0</td> <td>Ei-hoikka</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>317,4</td> </tr> </tbody> </table>	$\lambda_{yy}$	$\lambda_{yy} > \lambda_{lim,y}$	$M_{02,y}$ [kNm]	$M_{0e,y}$ [kNm]	$M_{2,y}$ [kNm]	$M_{i,y}$ [kNm]	$e_{0,z} * N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Rd,y}$ [kNm]	Tapaus 1	38,9	Ei-hoikka	425	255		45,1	100,258	470,1	666,4	Tapaus 2	63,6	Ei-hoikka	607	242,8		40,1	89,17	647,1	698,4	Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							317,4	Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							317,4		
$\lambda_{yy}$	$\lambda_{yy} > \lambda_{lim,y}$	$M_{02,y}$ [kNm]	$M_{0e,y}$ [kNm]	$M_{2,y}$ [kNm]	$M_{i,y}$ [kNm]	$e_{0,z} * N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Rd,y}$ [kNm]																																												
Tapaus 1	38,9	Ei-hoikka	425	255		45,1	100,258	470,1	666,4																																											
Tapaus 2	63,6	Ei-hoikka	607	242,8		40,1	89,17	647,1	698,4																																											
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							317,4																																											
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							317,4																																											
Mitoitus Z-Z akselin ympäri																																																				
Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta																																																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>N_{Ed}</math> [kN]</th> <th><math>M_{01,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{02,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{0e,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{i,z}</math> [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>5012,9</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>4458,5</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{01,z}$ [kNm]	$M_{02,z}$ [kNm]	$M_{0e,z}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	Tapaus 1	5012,9				Tapaus 2	4458,5				Tapaus 3					Tapaus 4					Huomioi epätarkkuus(ei): Z-Z suunnassa $e_{i,y} = $ <input type="text" value="9,00"/> mm																									
$N_{Ed}$ [kN]	$M_{01,z}$ [kNm]	$M_{02,z}$ [kNm]	$M_{0e,z}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]																																																
Tapaus 1	5012,9																																																			
Tapaus 2	4458,5																																																			
Tapaus 3																																																				
Tapaus 4																																																				
Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta																																																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>\lambda_{zz}</math></th> <th><math>\lambda_{zz} &gt; \lambda_{lim,z}</math></th> <th><math>M_{02,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{0e,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{2,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{i,z}</math> [kNm]</th> <th><math>e_{0,y} * N_{Ed}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{Ed,z}</math> [kNm]</th> <th><math>M_{Rd,z}</math> [kNm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>17,0</td> <td>Hoikka</td> <td></td> <td></td> <td>96,61</td> <td></td> <td>100,258</td> <td>100,3</td> <td>666,4</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>18,0</td> <td>Hoikka</td> <td></td> <td></td> <td>95,95</td> <td></td> <td>89,17</td> <td>95,9</td> <td>698,4</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td>9999,0</td> <td>Ei-hoikka</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>317,4</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td>9999,0</td> <td>Ei-hoikka</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>317,4</td> </tr> </tbody> </table>	$\lambda_{zz}$	$\lambda_{zz} > \lambda_{lim,z}$	$M_{02,z}$ [kNm]	$M_{0e,z}$ [kNm]	$M_{2,z}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	$e_{0,y} * N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$M_{Rd,z}$ [kNm]	Tapaus 1	17,0	Hoikka			96,61		100,258	100,3	666,4	Tapaus 2	18,0	Hoikka			95,95		89,17	95,9	698,4	Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							317,4	Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							317,4		
$\lambda_{zz}$	$\lambda_{zz} > \lambda_{lim,z}$	$M_{02,z}$ [kNm]	$M_{0e,z}$ [kNm]	$M_{2,z}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	$e_{0,y} * N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$M_{Rd,z}$ [kNm]																																												
Tapaus 1	17,0	Hoikka			96,61		100,258	100,3	666,4																																											
Tapaus 2	18,0	Hoikka			95,95		89,17	95,9	698,4																																											
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							317,4																																											
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							317,4																																											
Vino taivutus (EC2 kohta 5.8.9(4))																																																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>N_{Ed}</math> [kN]</th> <th><math>N_{Ed}/N_{Rd}</math></th> <th>a</th> <th><math>(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}</math></th> <th><math>(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}</math></th> <th>Kaava 5.39 tulos</th> <th>Ehto: (5.39) &lt; 1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>5012,9</td> <td>0,513</td> <td>1,344</td> <td>0,705</td> <td>0,150</td> <td>0,704</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>4458,5</td> <td>0,456</td> <td>1,297</td> <td>0,927</td> <td>0,137</td> <td>0,982</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td></td> <td></td> <td>1,000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td></td> <td></td> <td>1,000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) < 1	Tapaus 1	5012,9	0,513	1,344	0,705	0,150	0,704	OK	Tapaus 2	4458,5	0,456	1,297	0,927	0,137	0,982	OK	Tapaus 3			1,000				OK	Tapaus 4			1,000				OK												
$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{yy}$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_{zz}$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) < 1																																														
Tapaus 1	5012,9	0,513	1,344	0,705	0,150	0,704	OK																																													
Tapaus 2	4458,5	0,456	1,297	0,927	0,137	0,982	OK																																													
Tapaus 3			1,000				OK																																													
Tapaus 4			1,000				OK																																													
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">         HUOM! TÄMÄ LASKENTAPOHJA EI TEE PALOMITOITUSTA!          PALOMITOITUS TEHTÄVÄ ERIKSEEN EUROKOODI EN-1992-1-2 MUKAAN!       </div>																																																				

<b>SWECO</b>  ----- VALITSE YHTIÖ -----		<b>Rakennelaskelma, tulos</b>	
		Tekijä: Elias Klasila	Sivu: 3 (3)
Päiväys:			
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
Gerber-palkkirakenne pilarijaolla 5,4 m		Tapaus 1: MOD E1, 1. krs	
Pilarien kestävyys onnettomuustilanteessa		Tapaus 2: MOD E1, 2. krs	
<b>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</b>			<b>Versio 1.51</b>

**Kapasiteettikäyrä Y-Y-akselin ympäri****Kapasiteettikäyrä Z-Z-akselin ympäri**

**Reunapalkin mitoitus gerber-palkkina - raudoituksen määrittäminen**

Jänneväli 7,2m vaatii isompaa pilaria, nurkkaan sekä nurkasta seuraavaan pilarilinjaan, jotta pilarit kestävät ko. rasitukset. Oletetaan pilarileveydeksi 580x580, jolloin gerber-palkin leveys voi olla 580 mm.

**Reunapalkki-saumavalu-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Suorakaidepalkki, johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu. Palkki on ns. gerber-palkki, joka jatkuu 1,5 m verran toiseen kenttään. Leukapalkin lujuusluokka C50/60, pintavalun C30/37.

Haetaan palkin mitat sekä rauditus, jolla tukimomenttikapasiteetti onnettomuustilanteessa nousee 2100 kNm:iin.

**Gerber-palkki**

$$\gamma_c := 1.2$$

Materiaaliosavarmuuskerroin

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Pitkäaikaislujuuskerroin

$$f_{ck1} := 50\text{MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c1} := 60\text{MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8\text{MPa} = 58\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 37.278\text{GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$\varphi_1 := 1.5$$

virumaluku, rakennetta tutkitaan käytön aikana  
 $t > 3650\text{vrk}$ 

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 14911.148\text{MPa}$$

$$E_{cm1} = 1491.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{ctm1} := 4.1\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.87\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 2.392\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 35.417\text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$h_1 := 680\text{mm}$$

betonipalkin korkeus

$$b_1 := 580\text{mm}$$

betonipalkin leveys

**Rauditus**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{s2} := 32\text{mm}$$

$$\phi_h := 10\text{mm}$$

$$A_{s2} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s2}}{2} \right)^2 = 804.248\text{mm}^2$$

$$c := 35\text{mm} \quad e_{vv} := 25\text{mm}$$

$$c_{s2} := c + \phi_h + \frac{\phi_{s2}}{2} = 0.061\text{ m} \quad \text{palkin yläpinnan terästen etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s2} := 9$$

$$c_{s3} := c + \phi_h + \phi_{s2} + e_{vv} + \phi_{s2} = 134\text{ mm} \quad \text{palkin yläpinnan toisen teräsruvin painopisteen etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s3} := 6$$

$$c_{s4} := h_1 - c - \phi_h - \frac{\phi_{s2}}{2} = 619\text{ mm} \quad \text{palkin alapinnan teräsruvin etäisyys palkin yläreunasta}$$

$$n_{s4} := 6$$

$$E_{s1} := 200000\text{MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

### Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.413 \quad \text{harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

### Liittorakenteen taivutusmomenttikapasiteetti.

Liittorakenteen taivutuskapasiteetti muodostuu vedetyistä palkin yläpinnan teräksistä. Tarkastellaan liitoksen myötökapasiteetti hetkellä, kun palkin yläpinnan alemmat teräkset alkavat myödetä ja murtokapasiteetti hetkellä kun ylemmät vetoteräkset saavuttavat murtorajan ja betoni murtopuristuman sekä palkin maksimi taivutuskapasiteetti

#### 1. Palkin myötökapasiteetti

$$\epsilon_{s1} = 0.25\% \quad \text{teräksen myötövenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} := h_1 - c_{s2} = 619\text{ mm} \quad \text{ylempien vetoterästen etäisyys puristetun betonin alapinnasta}$$

$$x_{c1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 361.083\text{ mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c := 0.8$$

$$d_{s2} := h_1 - c_{s3} = 546\text{ mm} \quad \text{toisen teräsruvin etäisyys puristetun betonin alapinnasta}$$

$$\epsilon_{s2} := \frac{\epsilon_{s1}}{d_{s1} - x_{c1}} \cdot (d_{s2} - x_{c1}) = 0.179\%$$

$$F_{c1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} \cdot f_{cd1} = 5933.803\text{ kN} \quad \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti}$$

$$F_{s2} := n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} = 3619.115\text{ kN} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsruvin vetokapasiteetti}$$

$$z_{s2} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c1}}{2} = 474.567\text{ mm} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsruvin etäisyys puristuspinnan painopisteestä}$$

$$F_{s3} := n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot (E_{s1} \cdot \epsilon_{s2}) = 1729.847\text{ kN}$$

$$z_{s3} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c1}}{2} = 401.567 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan alemman teräsruuvin etäisyys puristuspinnan painopisteestä}$$

$$z_1 := \frac{z_{s2} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s3} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 445.367 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.Fc}} := F_{c1} \cdot z_1 = 2642.718 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.Fs}} := (F_{s2} + F_{s3}) \cdot z_1 = 2382.249 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.1}} := \min(M_{\text{Rd.Fc}}, M_{\text{Rd.Fs}}) = 2382.249 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Raudoituksen vetokapasiteetti rajoittaa poikkileikkauksen taivutuskapasiteettia hetkellä, kun yläpinnan ylemmät vetoteräksöt alkavat myödetä.

## **2. Ylemmät vetoteräksöt saavuttavat murtovenymän sekä betoni murtopuristuman**

$$k := 1.08 \quad \text{myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen}$$

$$F_{s4} := n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} \cdot k = 3908.644 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{ud} = 4.5 \cdot \% \quad \text{teräksen murtovenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35 \cdot \% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} = 0.619 \cdot \text{m}$$

$$x_{c2} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 44.67 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$F_{c2} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 734.079 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s4} = 3908.644 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s4} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 601.132 \cdot \text{mm}$$

$$F_{s5} := n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot f_{yk} = 2412.743 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s5} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c2}}{2} = 528.132 \cdot \text{mm}$$

$$z_2 := \frac{z_{s4} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s5} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 571.932 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.Fc2}} := F_{c2} \cdot z_2 = 419.843 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.Fs2}} := (F_{s4} + F_{s5}) \cdot z_2 = 2815.335 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.2}} := \min(M_{\text{Rd.Fc2}}, M_{\text{Rd.Fs2}}) = 419.843 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## **Yläpinnan alemmat teräksöt saavuttavat myötövenymän ja betoni murtopuristuman**

$$d_{s2} = 546 \cdot \text{mm}$$

$$x_{c3} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s2}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 318.5 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c := 0.8$$

$$F_{c3} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3} \cdot f_{cd1} = 5234.017 \cdot \text{kN} \quad \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti}$$

$$F_{s2} = 3619.115 \cdot \text{kN} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsruvin vetokapasiteetti}$$

$$z_{s6} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 491.6 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan ylemmän teräsruvin etäisyys puristuspinnan painopisteestä}$$

$$F_{s5} = 2412.743 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s7} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c3}}{2} = 418.6 \cdot \text{mm} \quad \text{palkin yläpinnan alemman teräsruvin etäisyys puristuspinnan painopisteestä}$$

$$z_3 := \frac{z_{s6} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s7} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 462.4 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd.Fc3} := F_{c3} \cdot z_3 = 2420.209 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.Fs3} := (F_{s2} + F_{s5}) \cdot z_3 = 2789.131 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.3} := \min(M_{Rd.Fc3}, M_{Rd.Fs3}) = 2420.209 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betonin puristuskapasiteetti rajoittaa rakenteen taivutuskapasiteettia. Suurin taivutuskapasiteetti saadaan, kun betonin puristuskapasiteetti on yhtä suuri kuin raudoituksen vetovoima, koska alin teräsruvi ei ole saavuttanut myötövoimaa, joudutaan rakenteen suurin taivutuskapasiteetti interpoloimaan.

$$k_4 := 0.949176 \quad \text{kerroin}$$

$$F_{c4} := F_{s2} + k_4 \cdot F_{s5} = 5909.233 \cdot \text{kN} \quad \text{betonin puristetun poikkileikkauksen puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin vedettyjen terästen vetokapasiteetti}$$

$$x_{c4} := \frac{F_{c4}}{\lambda_c \cdot b_1 \cdot f_{cd1}} = 359.588 \cdot \text{mm} \quad \text{betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus}$$

$$\epsilon_{ud1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{x_{c3}} - \epsilon_{cu} = 0.33 \cdot \%$$

$$F_{s2} = 3619.115 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s8} := h_1 - c_{s2} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c4}}{2} = 475.165 \cdot \text{mm}$$

$$\epsilon_{ud2} := \frac{\epsilon_{ud1}}{d_{s1} - x_{c4}} \cdot (d_{s2} - x_{c4}) = 0.237 \cdot \%$$

$$F_{s6} := n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot (E_{s1} \cdot \epsilon_{ud2}) = 2290.118 \cdot \text{kN}$$

$$z_{s9} := h_1 - c_{s3} - \lambda_c \cdot \frac{x_{c4}}{2} = 402.165 \cdot \text{mm}$$

$$z_4 := \frac{z_{s8} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + z_{s9} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}}{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2}} = 445.965 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd.Fc4}} := F_{c4} \cdot z_4 = 2635.309 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.Fs4}} := (F_{s2} + F_{s6}) \cdot z_4 = 2635.309 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.4}} := \min(M_{\text{Rd.Fc4}}, M_{\text{Rd.Fs4}}) = 2635.309 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisen nivelen muodostumisen jälkeen rakenne myötölujittuu arvoon 2635 kNm. Kun rakenne taipuu edelleen, puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Murtotapa on haurasmurto, sillä teräsvenymät eivät ole ehtineet kasvaa kovinkaan suuriksi. Toisaalta kyseessä on onnettomuustilanteen mitoitus ja jos rasitukset jäävät pienemmäksi kuin suurin taivutuskapasiteetti, ei rakenteen murtumista tapahdu.

#### **Rakenteen jäyhyysmomentti suurimman taivutuskapasiteetin hetkellä**

$$x_{c4} = 359.588 \cdot \text{mm} \quad \text{betonin puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c = 0.8$$

$$A_{m1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c4} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2}$$

$$A_{m1} = 388554.652 \cdot \text{mm}^2 \text{ palkin muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m1} := \frac{\left( h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c4}}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c4}) + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot (c_{s2}) \cdot A_{s2} \dots + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot (c_{s3}) \cdot A_{s2} + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot (c_{s4}) \cdot A_{s2}}{A_{m1}}$$

$$y_{m1} = 363.219 \cdot \text{mm}$$

rakenteen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys  
ontelolaatan yläpinnasta

$$y_{m1a} := h_1 - y_{m1} = 316.781 \cdot \text{mm}$$

$$I_{m1} := \frac{b_1 \cdot (\lambda_c \cdot x_{c4})^3}{12} + (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c4}) \cdot \left( h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c4}}{2} - y_{m1} \right)^2 \dots + \alpha_{s1} \cdot n_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (y_{m1} - c_{s2})^2 \dots + \alpha_{s1} \cdot n_{s3} \cdot A_{s2} \cdot (y_{m1} - c_{s3})^2 \dots + (\alpha_{s1} - 1) \cdot n_{s4} \cdot A_{s2} \cdot (c_{s4} - y_{m1})^2$$

$$I_{m1} = 2.233 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4, I_{m1} = 2232786.878 \cdot \text{cm}^4$$

580mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin halkeilleella gerber-palkilla

$$h_{b580} := \frac{\frac{I_{m1}}{3} \cdot 12^3}{(580\text{mm})^3} = 773.037 \cdot \text{mm}$$



palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin 580\*680mm kokoinen palkki

$$g_{\text{ekv}} := \frac{0.58\text{m} \cdot 0.68\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.58\text{m} \cdot h_{\text{b580}}} = 21.991 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Palkin sallittu kiertymä UFC:n mukaan  
Murtotapa on taivutusmurto

$$\rho := \frac{n_{s2} \cdot A_{s2} + n_{s3} \cdot A_{s2} + n_{s4} \cdot A_{s2}}{b_1 \cdot h_1} = 0.043 \quad \text{palkin raudoitussuhde}$$

$$\rho_1 := \frac{n_{s4} \cdot A_{s2}}{b_1 \cdot h_1} = 0.012 \quad \text{puristusraudoitussuhde}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{0.05}{7 \cdot \left( \frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} - 30 \right)} = 0.84964$$

$$\rho_{\text{bal}} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{f_{ck1}}{f_{yk}} \right) \cdot \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{yk}}{E_{s1}}} \right) = 0.0421$$

$$\frac{\rho - \rho_1}{\rho_{\text{bal}}} = 0.726$$

Palkin hakaraidoitus on riittävää - taulukon C arvot

$$V_{\text{Ed}} := 0\text{kN}$$

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{b_1 \cdot d_{s1} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}}}} = 0$$

$$\varphi_{\text{sall}} := 0.05\text{rad} = 2.865 \cdot \text{deg}$$

**Ontelolaatta-palkki-liitoksen muunnettu jäykkyys raudoituskaistalla**

Rakenne: Reunapalkki 480x580, jonka päällä on 320mm korkea ja 1200mm leveä ontelolaatta, ja pintavalu. Pintavaluun asennetaan rauditus siten, raudituskaista menee pintavalussa pilarin ohi moduulilinjalta 1. Pinta- ja saumavalujen lujuusluokka on C30/37, ontelolaataston C50/60 Raudituskaistojen teräkset 25 mm paksuja harjaterästankoja.

Jäykkyyttä arvioitaessa vedettynä teräksenä toimii pintavalun raudituskaista ja puristuskomponentti syntyy, palkin alareunaan.

**Saumavalu**

$$\gamma_c := 1.2 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{ck1} := 30\text{MPa} \quad \text{Betonin sylinterilujuus}$$

$$f_{ck.1} := 37\text{MPa} \quad \text{Betonin kuutiolujuus}$$

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8\text{MPa} = 38\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen puristuslujuus}$$

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 32.837\text{GPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen kimmokerroin}$$

$$\varphi_1 := 1.5 \quad \text{Virumaluku}$$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 13134.627\text{MPa}$$

$$f_{ctm1} := 2.9\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen vetolujuus}$$

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.03\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden ominaisarvo}$$

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 1.692\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden laskenta-arvo}$$

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 21.25\text{MPa} \quad \text{Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo}$$

$$h_1 := 80\text{mm} \quad \text{Pintavalun paksuus}$$

$$h_2 := 330\text{mm} \quad \text{Saumavalun paksuus}$$

**Raudituskaista**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{s1} := 25\text{mm}$$

$$A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_{s1} := 7 \quad \text{terästen lukumäärä raudituskaistalla}$$

$$c_{s1} := h_1 - \frac{\phi_{s1}}{2} = 67.5\text{mm} \quad \text{terästen etäisyys pintavalun yläpinnasta}$$

$$E_{s1} := 200000\text{MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 15.227$$

### **Taivutusmomenttikapasiteetit.**

Taivutuskapasiteetti muodostuu voimaparista, jossa pintavaluun asennettu rauditus on vedettynä ja palkin alareunaan alareunaan muodostuu puristuskomponentti.

Tarkastellaan moduulilinjan 1 raudituskaistan taivutuskapasiteetit kolmella hetkellä

1. myötökapasiteetti
2. murtokapasiteetti
3. suurin taivutuskapasiteetti

#### **1.1. Vetoteräksset myötäävät ja betoni saavuttaa murtopuristuman**

$$\begin{aligned}h_3 &:= 580\text{mm} && \text{Palkin korkeus} \\b_3 &:= 480\text{mm} && \text{Palkin leveys} \\\epsilon_{s1} &= 0.25\% && \text{teräksen myötövenymä} \\\epsilon_{cu} &= 0.35\% && \text{betonin murtopuristuma} \\d_{s1} &:= h_3 + h_2 + h_1 - c_{s1} = 922.5\text{mm} && \text{terästen etäisyys puristetun betonin alapinnasta} \\x_{c1} &:= \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 538.125\text{mm} && \text{puristetun osan korkeus} \\\lambda_c &:= 0.8 \\F_{c1} &:= b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} \cdot f_{cd1} = 4391.1\text{kN} && \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti} \\F_{s1} &:= n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yk} = 1718.058\text{kN} && \text{vedetyn raudituksen vetokapasiteetti} \\z_1 &:= h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} - c_{s1} = 707.25\text{mm} && \text{voimaparin etäisyys toisistaan} \\M_{Fc1} &:= F_{c1} \cdot z_1 = 3105.605\text{kN}\cdot\text{m} \\M_{Fs1} &:= F_{s1} \cdot z_1 = 1215.097\text{kN}\cdot\text{m} \\M_{Rd1} &:= \min(M_{Fc1}, M_{Fs1}) = 1215.097\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

#### **2. Vetoteräksset saavuttavat murtovenymän sekä betoni murtopuristuman**

$$\begin{aligned}k &:= 1.08 && \text{myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen} \\F_{s2} &:= n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot k = 1855.503\text{kN} \\\epsilon_{ud} &= 4.5\% && \text{teräksen murtovenymä} \\\epsilon_{cu} &= 0.35\% && \text{betonin murtopuristuma} \\d_{s1} &= 0.922\text{m} \\x_{c2} &:= \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 66.572\text{mm} && \text{puristetun osan korkeus}\end{aligned}$$

$$F_{c2} := b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 543.229 \cdot \text{kN}$$

$$z_2 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c2}}{2} - c_{s1} = 895.871 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Fc2} := F_{c2} \cdot z_2 = 486.663 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs2} := F_{s2} \cdot z_2 = 1662.292 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd2} := \min(M_{Fc2}, M_{Fs2}) = 486.663 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betonin puristuskapasiteetti rajoittaa rakenteen taivutuskapasiteettia vetoterästen murtohetkellä. Rakenteella on suurin taivutuskapasiteetti, kun betonin puristusvoima on yhtä suuri kuin vetoterästen vetokapasiteetti.

$$F_{c3} := F_{s1}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen  
puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin  
vedetyn teräksen vetokapasiteetti

$$x_{c3} := \frac{F_{c3}}{\lambda_c \cdot b_3 \cdot f_{cd1}} = 210.546 \cdot \text{mm}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus

$$\epsilon_{ud1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{x_{c3}} - \epsilon_{cu} = 1.184 \cdot \%$$

$$z_3 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - c_{s1} = 838.281 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Fc3} := F_{c3} \cdot z_3 = 1440.217 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs3} := F_{s1} \cdot z_3 = 1440.217 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd3} := \min(M_{Fc3}, M_{Fs3}) = 1440.217 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Suurin taivutuskapasiteetti on hetkellä, kun terästen myötövenymä on 1,184 %. Kun rakenne taipuu edelleen, puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Murtotapa on haurasmurto, sillä teräsvenymät eivät ole ehtineet kasvaa kovinkaan suuriksi. Toisaalta kyseessä on onnettomustilanteen mitoitustapaus ja jos rasitukset jäävät pienemmäksi kuin suurin taivutuskapasiteetti, ei rakenteen murtumista tapahdu.

Lasketaan rakenteen jäyhyys suurimman taivutuskapasiteetin hetkellä.

$$A_{m1} := b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3} + \alpha_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} = 133171.311 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m1} := \frac{\left( h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} \right) \cdot (b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3}) + \alpha_{s1} \cdot c_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1}}{A_{m1}}$$

$$y_{m1} = 576.43 \cdot \text{mm}$$

liitoksen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys  
pintavalun yläpinnasta

$$y_{m1a} := h_1 + h_2 + h_3 - y_{m1} = 413.57 \cdot \text{mm}$$

$$I_{m1} := \frac{b_3 \cdot (\lambda_c \cdot x_{c3})^3}{12} + (b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3}) \cdot \left( h_3 + h_2 + h_1 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - y_{m1} \right)^2 + \alpha_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (y_{m1} - c_{s1})^2 \quad \dots$$

$$I_{m1} = 2.251 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4 \quad I_{m1} = 2251289.89 \cdot \text{cm}^4$$

480mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin  $I_{m1.4}$

$$h_{b480} := \frac{\frac{I_{m1}}{3} \cdot 12^{\frac{1}{3}}}{(480\text{mm})^{\frac{1}{3}}} = 825.64 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin jännepalkki

$$g_{ekv1} := \frac{b_3 \cdot h_3 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.48\text{m} \cdot h_{b480}} = 17.562 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Liitoskohdan sallittu kiertymä UFC:n mukaan

Murtotapa on taivutusmurto

$$\rho := \frac{n_{s1} \cdot A_{s1}}{b_3 \cdot h_3 + (h_2 + h_3) \cdot 700\text{mm}} = 3.754 \times 10^{-3} \quad \text{palkin raudoitussuhde}$$

$$\rho_1 := 0 \quad \text{puristusraudoitussuhde}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{0.05}{7 \cdot \left( \frac{f_{ck1} + 1\text{MPa}}{\text{MPa}} - 30 \right)} = 0.84286$$

$$\rho_{bal} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{f_{ck1}}{f_{yk}} \right) \cdot \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{yk}}{E_{s1}}} \right) = 0.0251$$

$$\frac{\rho - \rho_1}{\rho_{bal}} = 0.15$$

Taulukon NC arvot

$$V_{Ed} := 0\text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_3 \cdot d_{s1} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}}}} = 0$$

$$\varphi_{sall.0.0} := 0.05 \quad \varphi_{sall.0.5} := 0.025$$

$$\varphi_{sall} := \left[ \varphi_{sall.0.0} - \frac{(\varphi_{sall.0.0} - \varphi_{sall.0.5})}{0.5 - 0} \cdot \frac{\rho - \rho_1}{\rho_{bal}} \right] \cdot \text{rad} = 0.043 \quad \varphi_{sall} = 2.436 \cdot \text{deg}$$

**Ontelolaatta-palkki-liitoksen muunnettu jäykkyys raudoituskaistalla**

Rakenne: Reunapalkki 480x580, jonka päällä on 320mm korkea ja 1200mm leveä ontelolaatta, ja pintavalu. Pintavaluun asennetaan rauditus siten, raudituskaista menee pintavalussa pilarin ohi moduulilinjalta 1. Pinta- ja saumavalujen lujuusluokka on C45/55, ontelolaataston C50/60 Raudituskaistojen teräkset 25 mm paksuja harjaterästankoja.

Jäykkyyttä arvioitaessa vedettynä teräksenä toimii pintavalun raudituskaista ja puristuskomponentti syntyy, palkin alareunaan.

**Saumavalu**

$$\gamma_c := 1.2 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{ck1} := 45\text{MPa} \quad \text{Betonin sylinterilujuus}$$

$$f_{ck.1} := 55\text{MPa} \quad \text{Betonin kuutiolujuus}$$

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8\text{MPa} = 53\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen puristuslujuus}$$

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 36.283\text{GPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen kimmokerroin}$$

$$\varphi_1 := 1.5 \quad \text{Virumaluku}$$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 14513.275\text{MPa}$$

$$f_{ctm1} := 3.8\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen vetolujuus}$$

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.66\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden ominaisarvo}$$

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 2.217\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden laskenta-arvo}$$

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 31.875\text{MPa} \quad \text{Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo}$$

$$h_1 := 80\text{mm} \quad \text{Pintavalun paksuus}$$

$$h_2 := 330\text{mm} \quad \text{Saumavalun paksuus}$$

**Raudoituskaista**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{s1} := 25\text{mm}$$

$$A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 490.874\text{mm}^2$$

$$n_{s1} := 7 \quad \text{terästen lukumäärä raudoituskaistalla}$$

$$c_{s1} := h_1 - \frac{\phi_{s1}}{2} = 67.5\text{mm} \quad \text{terästen etäisyys pintavalun yläpinnasta}$$

$$E_{s1} := 200000\text{MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 13.78$$

### **Taivutusmomenttikapasiteetit.**

Taivutuskapasiteetti muodostuu voimaparista, jossa pintavaluun asennettu rauditus on vedettynä ja palkin alareunaan alareunaan muodostuu puristuskomponentti.

Tarkastellaan moduulilinjan 1 raudituskaistan taivutuskapasiteetit kolmella hetkellä

1. myötökapasiteetti
2. murtokapasiteetti
3. suurin taivutuskapasiteetti

#### **1.1. Vetoteräksset myötäävät ja betoni saavuttaa murtopuristuman**

$$h_3 := 580\text{mm}$$

Palkin korkeus

$$b_3 := 480\text{mm}$$

Palkin leveys

$$\epsilon_{s1} = 0.25\%$$

teräksen myötövenymä

$$\epsilon_{cu} = 0.35\%$$

betonin murtopuristuma

$$d_{s1} := h_3 + h_2 + h_1 - c_{s1} = 922.5\text{mm}$$

terästen etäisyys puristetun betonin alapinnasta

$$x_{c1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 538.125\text{mm}$$

puristetun osan korkeus

$$\lambda_c := 0.8$$

$$F_{c1} := b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} \cdot f_{cd1} = 6586.65\text{kN}$$

puristetun betonin puristuskapasiteetti

$$F_{s1} := n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yk} = 1718.058\text{kN}$$

vedetyn raudituksen vetokapasiteetti

$$z_1 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} - c_{s1} = 707.25\text{mm}$$

voimaparin etäisyys toisistaan

$$M_{Fc1} := F_{c1} \cdot z_1 = 4658.408\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Fs1} := F_{s1} \cdot z_1 = 1215.097\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd1} := \min(M_{Fc1}, M_{Fs1}) = 1215.097\text{kN}\cdot\text{m}$$

#### **2. Vetoteräksset saavuttavat murtovenymän sekä betoni murtopuristuman**

$$k := 1.08$$

myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen

$$F_{s2} := n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot k = 1855.503\text{kN}$$

$$\epsilon_{ud} = 4.5\%$$

teräksen murtovenymä

$$\epsilon_{cu} = 0.35\%$$

betonin murtopuristuma

$$d_{s1} = 0.922\text{m}$$

$$x_{c2} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 66.572\text{mm}$$

puristetun osan korkeus

$$F_{c2} := b_3 \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 814.843 \cdot \text{kN}$$

$$z_2 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c2}}{2} - c_{s1} = 895.871 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Fc2} := F_{c2} \cdot z_2 = 729.995 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs2} := F_{s2} \cdot z_2 = 1662.292 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd2} := \min(M_{Fc2}, M_{Fs2}) = 729.995 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betonin puristuskapasiteetti rajoittaa rakenteen taivutuskapasiteettia vetoterästen murtohetkellä. Rakenteella on suurin taivutuskapasiteetti, kun betonin puristusvoima on yhtä suuri kuin vetoterästen vetokapasiteetti.

$$F_{c3} := F_{s1}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen  
puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin  
vedetyn teräksen vetokapasiteetti

$$x_{c3} := \frac{F_{c3}}{\lambda_c \cdot b_3 \cdot f_{cd1}} = 140.364 \cdot \text{mm}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus

$$\epsilon_{ud1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{x_{c3}} - \epsilon_{cu} = 1.95 \cdot \%$$

$$z_3 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - c_{s1} = 866.354 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Fc3} := F_{c3} \cdot z_3 = 1488.447 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs3} := F_{s1} \cdot z_3 = 1488.447 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd3} := \min(M_{Fc3}, M_{Fs3}) = 1488.447 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Suurin taivutuskapasiteetti on hetkellä, kun terästen myötövenymä on 1,95 %. Kun rakenne taipuu edelleen, puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Verrattuna liitteen 8 taivutuskapasiteettiin, lujempi saumavalu toi 3,3 % lisää taivutuskapasiteettia, mutta teräsvenymä kasvoi merkittävästi, 64,7 %.



**Palkki-ontelolaatta-raudoituskaista-rakenteen muunnettu jäykkyys**

Rakenne: Jännepalkki 580\*680, sen päällä 320mm korkea ontelolaatta, jonka päällä on pintavalu. Pintavaluun asennetaan raudoitus siten, raudoituskaista menee pintavalussa pilarin ohi moduulilinjalta 1. Pinta- ja saumavalujen lujuusluokka C30/37, ontelolaataston C50/60. Raudoituskaistojen teräkset 25 mm paksuja harjaterästankoja A500HW.

**Saumavalu**

$$\gamma_c := 1.2 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{ck1} := 30\text{MPa} \quad \text{Betonin sylinterilujuus}$$

$$f_{ck.1} := 37\text{MPa} \quad \text{Betonin kuutiolujuus}$$

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8\text{MPa} = 38\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen puristuslujuus}$$

$$E_{cm1} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm1}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 32.837\text{GPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen kimmokerroin}$$

$$\varphi_1 := 1.5 \quad \text{Virumaluku}$$

$$E_{cm1} := \frac{E_{cm1}}{1 + \varphi_1} = 13134.627\text{MPa}$$

$$f_{ctm1} := 2.9\text{MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen vetolujuus}$$

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 2.03\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden ominaisarvo}$$

$$f_{ctd1} := \frac{f_{ctk1.0.05}}{\gamma_c} = 1.692\text{MPa} \quad \text{Betonin vetolujuuden laskenta-arvo}$$

$$f_{cd1} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 21.25\text{MPa} \quad \text{Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo}$$

$$h_1 := 680\text{mm} \quad b_1 := 580\text{mm} \quad \text{Betonipalkin mitat}$$

$$h_2 := 330\text{mm} \quad \text{Saumavalun paksuus}$$

$$h_3 := 60\text{mm} \quad \text{Pintavalun paksuus}$$

**Raudoituskaista**

$$\gamma_s := 1 \quad \epsilon_{uk} := 5\% \quad \epsilon_{ud} := 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 4.5\%$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$\phi_{s1} := 25\text{mm} \quad A_{s1} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 = 490.874\text{mm}^2$$

$$n_{s1} := 11 \quad \text{terästen lukumäärä raudoituskaistassa}$$

$$c_{s1} := h_3 - \frac{\phi_{s1}}{2} = 47.5\text{mm} \quad \text{terästen etäisyys pintavalun yläpinnasta}$$

$$E_{s1} := 200000\text{MPa} \quad \epsilon_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_{s1}} = 0.25\% \quad \text{myötövenymä}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm1}} = 15.227$$

### **Taivutusmomenttikapasiteetit liitoskohdassa**

Taivutuskapasiteetti muodostuu voimaparista, jossa pintavaluun asennettu rauditus on vedettynä ja palkin alareunaan muodostuu puristuskomponentti.

Tarkastellaan moduulilinjan 1 palkin taivutuskapasiteetit kolmella hetkellä

1. myötökapasiteetti
2. murtokapasiteetti
3. suurin taivutuskapasiteetti

#### **1.1. Vetoteräksset myötäävät**

$$\epsilon_{s1} = 0.25\% \quad \text{teräksen myötövenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} := h_1 + h_2 + h_3 - c_{s1} = 1022.5 \cdot \text{mm} \quad \text{raudoituskaistan painopisteen etäisyys palkin alapinnasta}$$

$$x_{c1} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}} = 596.458 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$\lambda_c := 0.8$$

$$F_{c1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c1} \cdot f_{cd1} = 5881.079 \cdot \text{kN} \quad \text{puristetun betonin puristuskapasiteetti}$$

$$F_{s1} := n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yk} = 2699.806 \cdot \text{kN} \quad \text{vedetyn raudituksen vetokapasiteetti}$$

$$z_1 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c1}}{2} - c_{s1} = 783.917 \cdot \text{mm} \quad \text{voimaparin etäisyys toisistaan}$$

$$M_{Fc1} := F_{c1} \cdot z_1 = 4610.276 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs1} := F_{s1} \cdot z_1 = 2116.423 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd1} := \min(M_{Fc1}, M_{Fs1}) = 2116.423 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

#### **2. Vetoteräksset saavuttavat murtovenymän sekä betoni murtopuristuman**

$$k := 1.08 \quad \text{myötölujittuneen teräksen vetolujuuden suhde myötölujuuteen}$$

$$F_{s2} := n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot k = 2915.791 \cdot \text{kN}$$

$$\epsilon_{ud} = 4.5\% \quad \text{teräksen murtovenymä}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{betonin murtopuristuma}$$

$$d_{s1} = 1.022 \cdot \text{m}$$

$$x_{c2} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 73.789 \cdot \text{mm} \quad \text{puristetun osan korkeus}$$

$$F_{c2} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c2} \cdot f_{cd1} = 727.556 \cdot \text{kN}$$

$$z_2 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c2}}{2} - c_{s1} = 992.985 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Fc2} := F_{c2} \cdot z_2 = 722.452 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs2} := F_{s2} \cdot z_2 = 2895.335 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd2} := \min(M_{Fc2}, M_{Fs2}) = 722.452 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betonin puristuskapasiteetti rajoittaa rakenteen taivutuskapasiteettia vetoterästen murtohetkellä. Rakenteella on suurin taivutuskapasiteetti, kun betonin puristusvoima on yhtä suuri kuin vetoterästen vetokapasiteetti.

$$F_{c3} := F_{s1}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen  
puristuskapasiteetin tulee olla yhtä suuri kuin  
vedetyn teräksen vetokapasiteetti

$$x_{c3} := \frac{F_{c3}}{\lambda_c \cdot b_1 \cdot f_{cd1}} = 273.814 \cdot \text{mm}$$

betonin puristetun poikkileikkauksen korkeus

$$\epsilon_{s3} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d_{s1}}{x_{c3}} - \epsilon_{cu} = 0.957 \cdot \%$$

$$z_3 := h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - c_{s1} = 912.974 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Fc3} := F_{c3} \cdot z_3 = 2464.854 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Fs3} := F_{s1} \cdot z_3 = 2464.854 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd3} := \min(M_{Fc3}, M_{Fs3}) = 2464.854 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Suurin taivutuskapasiteetti on hetkellä, kun teräsvenymä on 0,957 %. Kun rakenne taipuu edelleen, puristettu betoni plastisoituu ja lopulta murtuu. Murtotapa on haurasmurto, sillä teräsvenymät eivät ole ehtineet kasvaa kovinkaan suuriksi. Toisaalta kyseessä on onnettomustilanteen mitoitus ja jos rasitukset jäävät pienemmäksi kuin suurin taivutuskapasiteetti, ei rakenteen murtumista tapahdu.

Lasketaan rakenteen liitoskohdan jäyhyys suurimman taivutuskapasiteetin hetkellä.

$$A_{m1} := b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3} + \alpha_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} = 209269.202 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m1} := \frac{\left( h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3}) + \alpha_{s1} \cdot c_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1}}{A_{m1}}$$

$$y_{m1} = 601.777 \cdot \text{mm}$$

liitoksen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys  
pintavalun yläpinnasta

$$y_{m1a} := h_1 + h_2 + h_3 - y_{m1} = 468.223 \cdot \text{mm}$$

$$I_{m1} := \frac{b_1 \cdot (\lambda_c \cdot x_{c3})^3}{12} + (b_1 \cdot \lambda_c \cdot x_{c3}) \cdot \left( h_1 + h_2 + h_3 - \frac{\lambda_c \cdot x_{c3}}{2} - y_{m1} \right)^2 + \alpha_{s1} \cdot n_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (y_{m1} - c_{s1})^2 \quad \dots$$

$$I_{m1} = 4.211 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4 \quad I_{m1} = 4211444.426 \cdot \text{cm}^4$$

580mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäyhyys kuin  $I_{m1}$

$$h_{b580} := \frac{\frac{1}{I_{m1}} \cdot \frac{1}{12^3}}{\frac{1}{(580\text{mm})^3}} = 955.128 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin jännepalkki

$$g_{ekv} := \frac{b_1 \cdot h_1 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.58\text{m} \cdot h_{b580}} = 17.799 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

### **Reunapalkki-saumavalu-raudoituskaista-liittorakenteen muunnettu jäykkyys**

Taivutusrasituksen aiheuttamat kiertymät keskittyvät liitoskohtaan ja jännepalkki kiertyy jäykkänä kappaleena. Arvioidaan liittorakenteen jäyhyys kun palkki on ehjä ja pintavalussa on raudituskaista.

Rakenne: Suorakaidepalkki 580x680, johon tukeutuu 320mm korkeat ontelolaatat ja niiden päällä 60mm paksu pintavalu.

Leukapalkin lujuusluokka C50/60

Jänneteräukset 8+2 kpl d = 12,5 mm, st. 1630/1860

Pintavaluun asennetaan rauditus siten, raudituskaista menee pintavalussa pilarin ohi moduulilinjalla 1. Pinta- ja saumavalujen lujuusluokka C30/37, ontelolaataston C50/60.

Raudituskaistojen teräukset 25 mm paksuja harjaterästankoja A500HW.

#### **Reunapalkki**

$$f_{ck2} := 50\text{MPa}$$

Betonin sylinterilujuus

$$f_{ck.c2} := 60\text{MPa}$$

Betonin kuutiolujuus

$$f_{cm2} := f_{ck2} + 8\text{MPa} = 58\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus

$$E_{cm2} := 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm2}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} \text{MPa} = 37.278 \cdot \text{GPa}$$

Betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$E_{cm2} := \frac{E_{cm2}}{1 + \varphi_1} = 14911.148 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm2} = 1491.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm2} := 4.1\text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk2.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm2} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctd2} := \frac{f_{ctk2.0.05}}{\gamma_c} = 2.392 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd2} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 35.417 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

### Jänneteräksset

$$\phi_{p1} := 12.5\text{mm} \quad A_{p1} := 93\text{mm}^2$$

$$c_{p1} := 45\text{mm} \quad \text{alimman punosrivin etäisyys palkin alapinnasta}$$

$$n_{p1} := 6 \quad \text{alimman punosrivin punosten lukumäärä}$$

$$c_{p2} := 45\text{mm} + 14\text{mm} = 59\text{mm}$$

$$n_{p2} := 2$$

$$c_{p3} := h_1 - 55\text{mm} = 625\text{mm}$$

$$n_{p3} := 2$$

$$E_p := 195000\text{MPa}$$

### Liittorakenteen muunnetun poikkileikkauksen jäykkyys

$$\alpha_{p1} := \frac{E_p}{E_{cm2}} = 13.077 \quad \text{jänneteräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$\alpha_{s1} := \frac{E_{s1}}{E_{cm2}} = 13.413 \quad \text{harjateräksen ja leukapalkin kimmokertoimien suhde}$$

$$h_{lr} := h_3 + h_2 + h_1 = 1070\text{mm}$$

$$A_{m2} := b_1 \cdot h_1 + (\alpha_{p1} - 1) \cdot [(n_{p1} + n_{p2} + n_{p3}) \cdot A_{p1}] \dots \\ + \alpha_{s1} \cdot (n_{s1}) \cdot A_{s1}$$

$$A_{m2} = 487851.541\text{mm}^2 \quad \text{poikkileikkauksen muunnettu pinta-ala}$$

$$y_{m2} := \frac{\left( h_3 + h_2 + \frac{h_1}{2} \right) \cdot (b_1 \cdot h_1) + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p1}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \dots \\ + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p2}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) + (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p3}) \cdot (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \dots \\ + (c_{s1}) \cdot (\alpha_{s1}) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1})}{A_{m2}}$$

$$y_{m2} = 619.032\text{mm} \quad \text{poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen yläpinnasta}$$

$$y_{m2a} := h_1 + h_2 + h_3 - y_{m2} = 450.968\text{mm} \quad \text{neutraaliakselin etäisyys liittorakenteen alapinnasta}$$

$$I_{m2} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + (b_1 \cdot h_1) \cdot \left( h_3 + h_2 + \frac{h_1}{2} - y_{m2} \right)^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p1} \cdot A_{p1}) \cdot (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p1} - y_{m2})^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p2} \cdot A_{p1}) \cdot (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p2} - y_{m2})^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{p1} - 1) \cdot (n_{p3} \cdot A_{p1}) \cdot [y_{m2} - (h_3 + h_2 + h_1 - c_{p3})]^2 \dots$$

$$+ (\alpha_{s1}) \cdot (n_{s1} \cdot A_{s1}) \cdot (y_{m2} - c_{s1})^2$$

$$I_{m2} = 0.048 \text{ m}^4 \quad I_{m2} = 4843491.551 \cdot \text{cm}^4$$

580mm leveä suorakaidepalkin korkeus, jolla on sama jäykkyys kuin reunapalkilla

$$h_{b580.2} := \frac{\frac{I_{m2}}{3} \cdot \frac{1}{12^3}}{\frac{1}{(580\text{mm})^3}} = 1000.7 \cdot \text{mm}$$

palkin tiheys, jolla palkki painaa yhtä paljon kuin suorakaidepalkki 580\*680

$$g_{\text{ekv.2}} := \frac{0.58\text{m} \cdot 0.68\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.58\text{m} \cdot h_{b580.2}} = 16.988 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Liitoskohdan sallittu kiertymä UFC:n mukaan (diplomityön taulukko 10)  
Murtotapa on taivutusmurto

$$\rho := \frac{n_{s1} \cdot A_{s1}}{b_1 \cdot h_1 + (h_2 + h_3) \cdot 700\text{mm}} = 8.091 \times 10^{-3} \quad \text{palkin raudoitussuhde}$$

$$\rho_1 := 0 \quad \text{puristusraudoitussuhde}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{0.05}{7 \cdot \left( \frac{f_{ck2}}{\text{MPa}} - 30 \right)} = 0.84964$$

$$\rho_{\text{bal}} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{f_{ck1}}{f_{yk}} \right) \cdot \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{yk}}{E_{s1}}} \right) = 0.0253$$

$$\frac{\rho - \rho_1}{\rho_{\text{bal}}} = 0.32$$

Taulukon NC arvot

$$V_{Ed} := 0 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot d_{s1} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} \cdot \text{MPa}}} = 0$$

$$\varphi_{\text{sall.0.0}} := 0.05$$

$$\varphi_{\text{sall.0.5}} := 0.025$$

$$\varphi_{\text{sall}} := \left[ \varphi_{\text{sall.0.0}} - \frac{(\varphi_{\text{sall.0.0}} - \varphi_{\text{sall.0.5}})}{0.5 - 0} \cdot \frac{\rho - \rho_1}{\rho_{\text{bal}}} \right] \cdot \text{rad} = 0.034$$

$$\varphi_{\text{sall}} = 1.948 \cdot \text{deg} \quad \text{sallittu kiertymä}$$